



TEKNILLINEN TIEDEKUNTA

# **PILARIANTURAN KAPASITEETIN KASVATTAMINEN JÄLKIJÄNNITTÄMÄLLÄ**

Saku Petteri Kuokkanen

RAKENNUS- JA YHDYSKUNTATEKNIIKAN TUTKINTO-OHJELMA

Diplomityö

Lokakuu 2021

# TIIVISTELMÄ

Pilarianturan kapasiteetin kasvattaminen jälkijännittämällä

Saku Petteri Kuokkanen

Oulun yliopisto, Rakennus- ja yhdyskuntatekniikan tutkinto-ohjelma

Diplomityö 2021, 108 s. + 2 liitettä

Työn ohjaaja yliopistolla: Professori Antti H Niemi

Perustusten vahvistaminen tulee yleensä kysymykseen korjausrakentamiskohteissa, kun nykyisen anturan kapasiteetti todetaan riittämättömäksi kuormien kasvun tai rakenteellisten muutosten vuoksi. Pilarianturan kapasiteettia pystytään kasvattamaan jälkijännitysmenetelmällä. Menetelmä perustuu anturan koon kasvattamiseen valamalla teräsbetoninen mantteli nykyisen anturan ympärille ja jännittämällä mantteli jänneterästangoilla kiinni vanhaan perustukseen. Jännevoima luo puristusjännityksen rakenteeseen, jolloin anturan alkuperäinen osa ja laajennettu osa alkavat toimia tehollisesti yhtenä kokonaisuutena ja anturan kuormituksen kestävyys kasvaa.

Työssä tutkitaan käsinlaskennan vaiheet standardien SFS-EN 1992-1-1 (Eurokoodi 2) ja SFS-EN 1997-1 (Eurokoodi 7) mukaan. Laskennan tuloksia verrataan kriittisiltä osiltaan jo kumottuun Betoninormiin (B4). Lisäksi laaditaan esimerkkilaskelmat pilarianturan kapasiteetin kasvattamiseksi jälkijännittämällä.

Eurokoodi ei tunne jälkijännitettyä pilarianturaa, joten eurokoodin mukaista lävistysmitoitusta ei voida pitää luotettavana kyseistä ongelmaa tarkasteltaessa. Lisäksi laskennan tuloksista voidaan päätellä, että eurokoodin kaavojen käyttäminen suoraan johtaa jänneteräksen relaksaatiohäviön osalta eriävään lopputulokseen verrattaessa laskentaa betoninormiin. Työssä on ratkaistu esiin nousseet laskennalliset ongelmat mitoittaessa rakennetta eurokoodilla ja laadittu vuokaavio laskennan etenemisestä.

*Asiasanat: Korjausrakentaminen, pilariantura, jälkijännittäminen, vahvistaminen*

# ABSTRACT

Increasing the capacity of the column footing by post-tensioning

Saku Petteri Kuokkanen

University of Oulu, Degree Programme of Civil Engineering

Master's thesis 2021, 108 p. + 2 Appendixes

Supervisor at the university: Professor Antti H Niemi

In case where foundation loads increase beyond the maximum utilization rate the capacity of the column foot can be increased by the post-tensioned method. The method is based on increasing the size of the foundation by casting a reinforced concrete mantle around the existing foundation and tensioning the mantle to the old foundation. Tendon steel bars are used to create a compressive stress in the structure whereby the original part of the foot and the extended part begin to function as a whole and the load resistance of the foundation increases.

The thesis examines the steps of manual calculation according to SFS-EN 1992-1-1 (Eurocode 2) and SFS-EN 1997-1 (Eurocode 7). The results of the calculation are compared in critical parts with the already repealed Finnish Concrete Standard (B4). The thesis also includes example calculations of the problem.

Punching formulas according to the Eurocode cannot be consider reliable when looking at a post-tensioned column footing. Also use of the Eurocode formulas directly leads to a different result in terms of relaxation loss compared to the calculation to the repealed standard B4. The calculational problems that have arisen have been solved in the thesis. A flow chart of the calculation was created to describe the steps of the calculation.

*Keywords: increasing, capacity, column footing, post-tension*

# ALKUSANAT

Tämä diplomityö on tehty Oulun yliopiston teknilliseen tiedekuntaan, rakennus- ja yhdyskuntatekniikan tutkinto-ohjelmaan. Työn tilaaja ja rahoittaja on työnantajani Sweco Rakennetekniikka Oy.

Työn ohjaajana yliopistolta on ollut professori Antti Niemi, jota haluan kiittää ohjauksesta, haastamisesta ja aktiivisesta kommentoinnista työhön liittyen.

Sweco Rakennetekniikka Oy:n Kuopion toimiston väkeä haluan kiittää myötäelämisestä ja vinkeistä tähän työhön liittyen sekä pahoitella paikoin pitkäksi venyneistä monologeista aiheen ympärillä toisten työaikaa uhraten.

Jo kotoa ammennettu innostava ympäristö koulunkäyntiin ja elämään ylipäättään on ollut vankka tuki tässäkin työssä. Suurin kiitos siis kuuluu perustuksista vahvimmalle, perheelleni.

Kuopio, 13.10.2021

Petteri Kuokkanen



# SISÄLLYSLUETTELO

TIIVISTELMÄ

ABSTRACT

ALKUSANAT

SISÄLLYSLUETTELO

MERKINNÄT JA LYHENTEET

1 Johdanto .....	13
1.1 Taustaa .....	13
1.2 Tutkimusongelman kuvaus .....	13
1.3 Tavoite ja tutkimusmenetelmät .....	15
2 Mitoituksen perusteet .....	16
2.1 Yleisesti .....	16
2.2 Rajatilamitoitus .....	17
2.2.1 Murtorajatila .....	17
2.2.2 Käyttörajatila .....	17
2.3 Luotettavuuden hallinta .....	18
2.4 Osavarmuusluvut ja mitoitusarvot .....	18
2.5 Kuormitusyhdistelmät .....	20
2.5.1 Murtorajatilan (ULS) kuormitusyhdistelmät .....	21
2.5.2 Käyttörajatilan (SLS) kuormitusyhdistelmät .....	21
2.6 Käyttöikä ja rasitusluokat .....	22
2.7 Jännitysten rajoittaminen ja halkeamaleveydet .....	23
3 Geotekninen kantokestävyys .....	26
3.1 Lähtötiedot .....	26
3.2 Mitoitustapa .....	26
3.2.1 Murtorajatila .....	26
3.2.2 Käyttörajatila .....	27
3.3 Analyyttinen menetelmä murtorajatilassa .....	27
3.3.1 Anturan tehollinen pinta-ala .....	28
3.3.2 Kantokestävyys .....	29
3.3.3 Rasitukset ja mitoitus ehdot .....	32
3.4 Liukumiskestävyys .....	33
3.5 Kaatumiskestävyys .....	34
3.6 Alkuperäisen rakenteen kapasiteetit .....	34

4 Rakennetekninen mitoitus .....	36
4.1 Lähtötiedot .....	36
4.2 Kuormat.....	37
4.3 Mitoittava pohjapaine.....	37
4.4 Nykytilanteen kapasiteetti (ULS / STR) .....	39
4.5 Jännitetyt betonirakenteet yleisesti .....	41
4.5.1 Esijännitetty betonirakenne .....	41
4.5.2 Jälkijännitetty betonirakenne .....	42
4.6 Menetelmän kuvaus .....	43
4.7 Jänneterästen mitoitus .....	44
4.7.1 Materiaaliparametrit .....	44
4.7.2 Rasitusluokka.....	45
4.7.3 Jänneteräslaatu ja -määrä .....	45
4.7.4 Teräksen ja betonin jännitysten rajoittaminen alussa .....	46
4.8 Häviöt.....	46
4.8.1 Kimmoinen puristuma .....	47
4.8.2 Kitkähäviö.....	47
4.8.3 Ankkurointihäviö .....	48
4.8.4 Kutistuma.....	49
4.8.5 Viruma .....	51
4.8.6 Relaksaatio standardin SFS-EN 1992 mukaan .....	53
4.8.7 Relaksaatio betoninormin mukaan .....	64
4.8.8 Relaksaatiohäviöiden vertailu eurokoodin ja betoninormin välillä .....	65
4.8.9 Ajasta riippuvat häviöt.....	66
4.9 Murtorajatila.....	67
4.10 Sallitut jännitykset ja halkeamaleveydet .....	72
4.11 Halkaisuvoimat .....	72
4.12 Paikallinen puristus .....	74
4.13 Uuden ja vanhan rakenteen sauma .....	75
4.14 Lävistyminen.....	76
4.14.1 Eurokoodi .....	77
4.14.2 Betoninormi .....	84
4.14.3 Eri lävistyskestävyyskaavojen käyttöasteet .....	85
4.15 Jännevoiman vaikutus murtokartion kokoon .....	87

4.16 Kriittisen a-mitan määrittely .....	89
4.17 Jälkijännitetyn pilarianturan käyttöikä ja detaljit .....	94
5 Mitoituksen vaiheet vuokaaviona .....	98
6 Johtopäätökset .....	102
7 Yhteenveto .....	104

## LÄHDELUETTELO

### LIITEET:

Liite 1. Laskelmat1-geotekninen mitoitus

Liite 2. Laskelmat2-rakennetekninen mitoitus

## MERKINNÄT JA LYHENTEET

Isot latinalaiset kirjaimet

$A_c$	betonipoikkileikkauksen ala
$A_p$	jännepunosten pinta-ala
$A_T$	anturan tehollinen pinta-ala
$B$	anturan leveys
$B_T$	anturan tehollinen leveys
$E_{cm}$	betonin kimmokerroin
$E_s$	teräksen kimmokerroin
$G_{kj.inf}$	edulliset pysyvät kuormat
$G_{kj.sup}$	epäedulliset pysyvät kuormat
$H_i$	vaakakuorma
$H_d$	vaakakuorman mitoitusarvo
$I_c$	betonipoikkileikkauksen jäyhyysmomentti
$K_{FI}$	kerroin luotettavuus- ja seuraamusluokan mukaan
$L$	anturan pituus
$L_T$	anturan tehollinen pituus
$M_{Ed}$	momentin mitoitusarvo
$M_{Rd}$	rakenteen taivutuskestävyys
$M_{max}$	maksimi momentti
$N$	kantokestävyyden kerroin
$N_{Ed}$	mitoitettavan murtorajatilakuorman aiheuttama pystykomponentti
$P$	esijännitysvoima
$Q_{k,1}$	määräävä muuttuva kuorma
$Q_{k,i}$	muut muuttuvat kuorma
$R$	anturan kantokestävyys
$R_d$	kantokestävyyden mitoitusarvo
$RH$	ympäristön suhteellinen kosteus
$S_n$	jänneteräksen pinta-ala
$V_i$	ominaispystykuorma

## Pienet latinalaiset kirjaimet

$b$	kaltevuuskerroin
$b_{lev}$	tarkasteltavan poikkileikkauksen leveys
$c'$	tehokas koheesio
$c_u$	suljettu leikkauslujuus
$d$	poikkileikkauksen tehollinen korkeus
$e_i$	resultantin epäkeskeisyys
$f_{cd}$	betonin puristuslujuuden mitoitusarvo
$f_{ck}$	betonin lieriölujuuden ominaisarvo
$f_{ck(t_0)}$	betonin puristuslujuus jännittämishetkellä
$f_{ctm}$	betonin keskimääräinen vetolujuus
$f_{ct,eff}$	taivutusta vastaava vetojännitys
$f_{ctm,fl}$	keskimääräisestä vetolujuudesta ja poikkileikkauksen korkeudesta riippuva taivutusvetolujuus
$f_{yd}$	betoniteräksen myötölujuuden suunnitteluarvo
$f_{yk}$	betoniteräksen myötölujuuden ominaisarvo
$f_{p0.1k}$	0,1 % venymää vastaava vetolujuuden ominaisarvo
$f_{pd}$	jänneteräksen myötölujuuden suunnitteluarvo
$f_{pk}$	jänneteräksen myötölujuuden ominaisarvo
$h_0$	poikkileikkauksen muunnettu paksuus
$i$	kuorman kaltevuuskerroin
$k_h$	poikkileikkauksen muunnetusta paksuudesta riippuva kerroin
$l$	jänneteräksen kokonaispituus
$m$	eksponentti kaltevuuskertoimelle
$n$	peräkkäin jännitettyjen jänneterästen määrä
$n_{req}$	jänneteräsmäärä
$q$	maan aiheuttama jännitys
$s$	perustuksen muotokerroin
$t$	aika
$u$	tarkasteltava piiri
$w$	ankkurointiliukuman vaikutuspituus
$w_{req}$	vaadittu mekaaninen raudoitussuhde

$z_{cp}$  betonipoikkileikkauksen pintakeskiön ja jänneteräksen pintakeskiön välinen etäisyys

#### Isot kreikkalaiset kirjaimet

$\Delta_p$  kitkasta johtuva keskimääräinen jännityshäviö

$\Delta_{slip}$  ankkurointiliukuma

$\Delta P$  jännevoiman häviö liukumasta

$\Delta P_{c+s+r}$  ajasta riippuva voiman häviö

$\Delta P_{el}$  voiman häviö kimmoisasta kokoon puristumasta

$\sigma_{c,QP}$  omasta painosta, alkujännevoimasta ja muista mahdollisista pitkäaikaisista kuormista aiheutuva, jänneteräksen kohdalla vaikuttava betonin jännitys

$\Delta \sigma_c(t)$  jännitys betonissa jänneterästen pintakeskiössä heti jännittämishetken jälkeen

$\Delta \sigma_{p,c+s+r}$  virumisesta, kutistumisesta ja relaksaatiosta aiheutuva jänneteräksen jännityksen vaihtelun itseisarvo

$\Delta \sigma_{pr}$  jännityksen relaksaatiohäviöiden itseisarvo

#### Pienet kreikkalaiset pienet kirjaimet

$\alpha$  perustuksen pohjan kaltevuus vaakatason suhteen

$\alpha_{ds}$  sementin tyypistä riippuvat kertoimet

$\beta$  tehollisen puristuspinnan korkeus

$\beta(f_{cm})$  kerroin, joka huomioi betonin lujuuden

$\beta(t_0)$  kerroin, joka huomioi betonin kuormittamisen alkamisajan

$\beta_c(t, t_0)$  kerroin, joka huomioi virumisen kehittymisen ajan myötä

$\beta_H$  kerroin, joka huomioi suhteellisen kosteuden ja poikkileikkauksen muunnetun paksuuden

$\gamma$  maan tilavuuspaino

$\gamma_c$  betonin osavarmuusluku

$\gamma_{Gkj, sup}$  pysyvän kuorman osavarmuusluku (epäedullinen)

$\gamma_{Gkj, inf}$  pysyvän kuorman osavarmuusluku (edullinen)

$\gamma_P$	jänneteräksen osavarmuusluku
$\gamma_Q$	muuttuvan kuorman osavarmuusluku (epäedullinen)
$\gamma_{P,fav}$	jännevoiman osavarmuusluku (edullinen)
$\gamma_{P,unfav}$	jännevoiman osavarmuusluku (epäedullinen)
$\gamma_{R,h}$	anturan liukumisen osavarmuusluku
$\gamma_{R,v}$	anturan kantokestävyyden osavarmuusluku
$\gamma_S$	betoniteräksen osavarmuusluku
$\delta$	rakenteen ja maan välinen kitkakulma
$\epsilon_{ca}$	sisäinen kutistuma
$\epsilon_{cd}$	kuivumiskutistuma
$\epsilon_{cs}$	kokonaiskutistuma
$\epsilon_{cu}$	betonin puristusmurtumavakio
$\epsilon_{yd}$	teräksen myötövenymä
$\eta$	tehollisen lujuuden määrittävä kerroin
$\lambda$	poikkileikkauksen puristuspinnan korkeuden määrittämiseen vaikuttava kerroin
$\mu$	poikkileikkauksen suhteellinen momentti tai teräsjännityksen ja ominaislujuuden suhde
$\rho_{1000}$	1000 tunnin relaksaatiohäviökokeen arvo prosentteina
$\sigma_c$	betonin jännitys
$\sigma_{gd}$	mitoitettava pohjapaine
$\sigma_{pi}$	alkujännitys heti jännittämisen jälkeen tai tartuntajänteillä laukaistu vetojännitys vähennettynä jännittämisen aikaisilla välittömillä jännityshäviöillä
$\sigma_{p,max}$	jänneteräksen alkujännityksen maksimiarvo
$\sigma_{pm0,max}$	jänneteräksen jännityksen maksimiarvo heti välittömien jännehäviöiden jälkeen
$\sigma_{c,QP}$	omasta painosta, alkujännevoimasta ja muista mahdollisista pitkäaikaisista kuormista aiheutuva, jänneteräksen kohdalla vaikuttava betonin jännitys
$\varphi'$	leikkauskestävyyskulma ”kitkakulma”

$\varphi_0$	nimellisen virumaluvun likiarvo
$\varphi(\infty, t_0)$	lineaarinen virumaluku lopussa
$\varphi(t, t_0)$	virumaluku
$\varphi_{nl}(\infty, t_0)$	epälineaarinen virumaluku
$\varphi_{RH}$	kerroin, joka huomioi suhteellisen kosteuden
$\psi_i$	vaihtuva kuorman yhdistelykerroin
$\omega$	mekaaninen raudoitussuhde



# 1 JOHDANTO

## 1.1 Taustaa

Rakennusten perustamistavat voidaan jakaa neljään kategoriaan: maanvarainen perustaminen, paaluille perustaminen, kalliolle perustaminen sekä edellä mainittujen yhdistelmät. Maanvarainen perustaminen voidaan edelleen jakaa perusmuuri-, perusmuuriantura-, pilari- ja laattaperustuksiin. Paaluperustukset voidaan jakaa koheesio ja kitkapaaluihin, joiden materiaaleina ovat teräsbetoni, teräs tai puu. Suoraan kalliolle tehtävä perustus voidaan toteuttaa pilareilla tai perusmuurilla.

Korjausrakentamiskohteissa perustuksille tulevat kuormat lisääntyvät esim. tilamuutosten vaatimien kantavien rakenteiden purkamisen, rakennuksen laajentamisen tai käyttötarkoitusten muutosten vuoksi. Kuormien kasvu saattaa johtaa perustusten kapasiteetin riittämättömyyteen maan tai kallion kantokestävyyden, anturan lävistymisen, paalujen tai pilarien kapasiteetin osalta tai näiden yhdistelmän vuoksi.

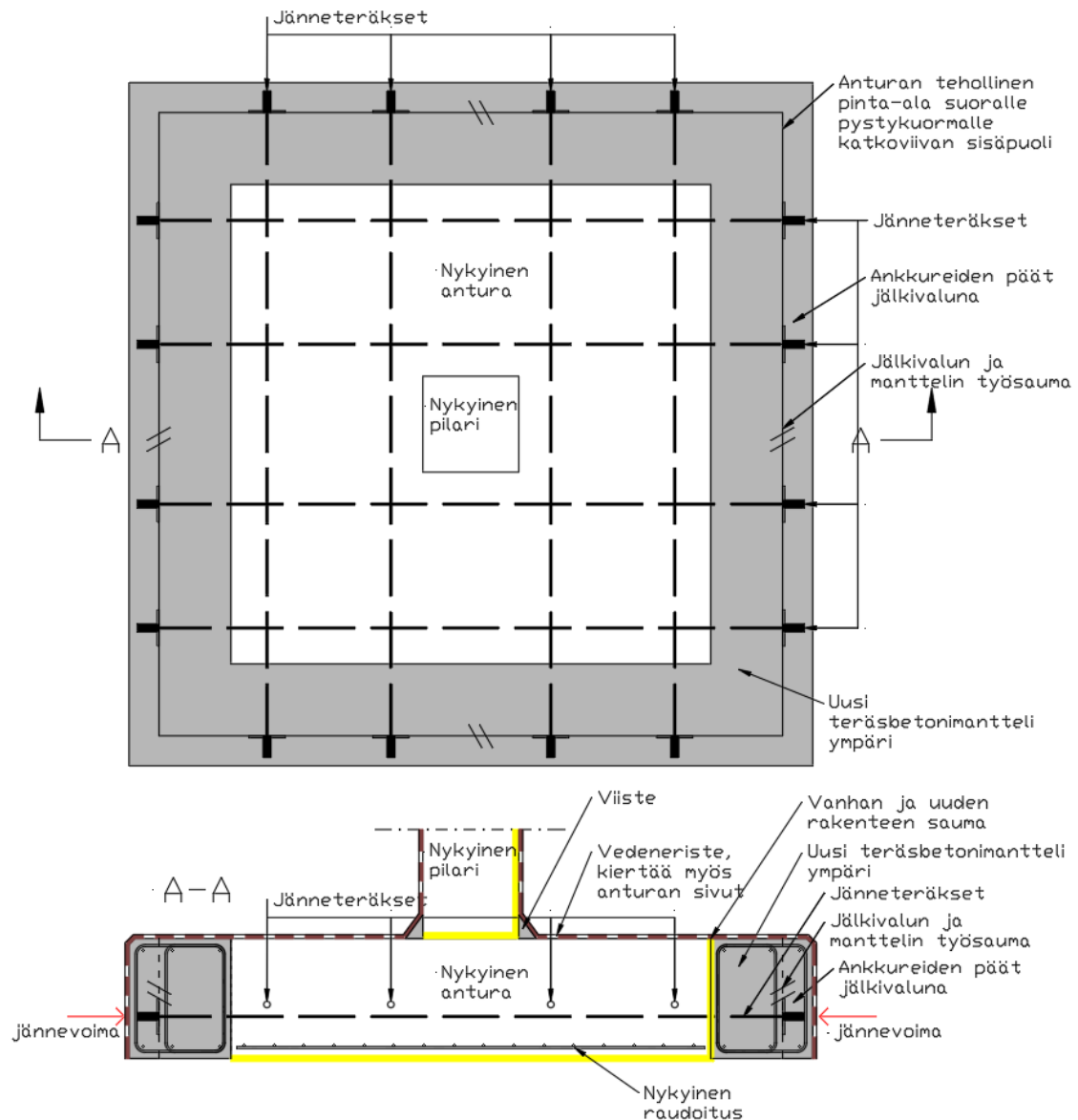
Perustukset ovat jo sijaintinsa puolesta (syvällä maassa rakennuksen alla) haastavasti saavutettavissa. Jotta perustus saadaan näkyviin ja operoitavaksi, on purkutyöt perustusten ympärillä yleensä mittavia ja kustannuksiltaan merkittäviä. Näin ollen kantavuusongelmien yksityiskohtainen määrittely, laskennallinen tarkastelu sekä korjausvaihtoehtojen kartoittaminen ennen mittavia purku- ja korjaustöitä, on erittäin tärkeää.

## 1.2 Tutkimusongelman kuvaus

Kun perustuksen laskennallinen käyttöaste nousee yli 100%, on kuorman kasvun vaikutuksia rakenteelle ryhdyttävä selvittämään geo- ja rakenneteknisin laskelmin. Perustusten vahvistamistapoja on lukuisia mm. maaperän stabiloinnit, suihkuinjektoinnit, kuormansiirtorakenteet, paalutukset, anturoiden laajennukset jne. Tämä diplomityö käsittelee maanvaraisen pilarianturaperustuksen kapasiteetin kasvattamista laajentamalla ja jälkijännittämällä. Maaperää ei vahvisteta, vaan laskennassa käytetään olevan maaperän parametrejä.

Pilarianturan vahvistaminen jälkijännittämällä perustuu anturan tehollisen pinta-alan kasvattamiseen ja jälkijännityksellä luotuun puristusjännitystilaan rakenteessa. Anturan vahvistaminen toteutetaan valamalla teräsbetoninen mantteli vanhan anturan ympärille ja asentamalla jännetangot joko uuden teräsbetoniaajennuksen sisään tai poraamalla jännetangot vanhan anturan lävitse riippuen kuorman kasvun suuruudesta. Betonin kovetuttua riittävästi, jännetangot jännitetään vaadittuun jännitystilaan. Jännevoima luo puristusjännitystilan koko rakenteeseen ja kuormat alkavat jakautua maaperään anturan laajennetun tehollisen pinta-alan suhteen. Menetelmän periaate on esitetty kuvassa 1.

Jälkijännittämisen suurin etu on anturan lävistyskestävyyden lisääminen hyödyntämällä anturaan luotu puristusjännitystila. Jos ajatellaan uuden anturan mitoittamista, on lävistyskestävyyttä helppo hallita anturan korkeutta kasvattamalla tai mitoittamalla anturaan lävistysraudoitus. Kumpikaan näistä toimenpiteistä ei ole mahdollinen vanhaan anturaan. Lävistyskapasiteetti tulee usein koko anturan käyttöasteeksi. Lisäksi vanhan anturan ja laajennuksen väliin jäävän sauman leikkausjännityksen hallitseminen hyödyntämällä puristavaa voimaa rakenteessa voidaan laskea jälkijännittämisen etuihin.



Kuva 1. Periaatekuva pilarianturan kapasiteetin kasvattamisesta jälkijännittämällä.

### 1.3 Tavoite ja tutkimusmenetelmät

Näyttäisi, ettei ko. menetelmää ole juurikaan tutkittu laskennallisesti soveltamalla eurokoodia, tai aineistoa ei ole ainakaan julkaistu. Diplomityön tavoitteena on käydä laskennan vaiheet läpi ja luoda laskennan etenemisestä vuokaavio sekä ratkaista laskennassa esiin nousseet ongelmat. Käsienlaskenta tehdään standardien SFS-EN 1992-1-1 (Eurokoodi 2) ja SFS-EN 1997-1 (Eurokoodi 7) mukaan. Laskennan tuloksia verrataan jo kumottuun Betoninormiin (B4). Työn tuloksista päätellään, kuinka hyvin eurokoodi soveltuu ko. ongelman ratkaisemiseen laskennallisesti. Liitteissä on esitetty esimerkkilaskelma pilarianturan kapasiteetin kasvattamisesta jälkijännittämällä.

## 2 MITOITUKSEN PERUSTEET

### 2.1 Yleisesti

Rakennukselle tulevat kuormat siirretään kantavien rakenteiden kautta perustuksille ja perustukset siirtävät kuormat maapohjalle. Perustusten suunnittelu jakautuu kahteen suunnitteluhaaraan, jotka ovat geotekninen ja rakennetekninen suunnittelu.

Geotekninen suunnittelu tehdään yhdessä geo- ja rakennesuunnittelijan kanssa. Geosuunnittelija määrittelee käytettävät maaparametrit ja rakenteelle sallitut painumat ja siirtymät. Rakennesuunnittelija määrittelee rakenteelle tulevat kuormat. Anturan koon määrittää joko geo- tai rakennesuunnittelija. Maapohjan on kestettävä kuormitustilanne murtumatta murtorajatilassa. Painumien ja siirtymien on pysyttävä sallituissa rajoissa käyttörajatilassa.

Rakenneteknisessä mitoituksessa rakennesuunnittelija mitoittaa perustuksen rakenteen siten, että se kestää murtumatta perustukseen kohdistuvat murtorajatilan kuormat. Lisäksi halkeamien ja muodonmuutosten on pysyttävä sallituissa rajoissa käyttörajatilassa. Koska aiheena on pilarianturan vahvistaminen jälkijännittämällä, jakautuu rakennetekninen osio vielä raudoitettuun ja jälkijännitettyyn betonirakenteeseen, joiden yhteistoiminta takaa rakenteen kestävyuden vaadituissa kuormitustilanteissa.

Laskennassa oletetaan, että nykyinen antura on käyttöikänsä aikana siirtänyt nykyiset kuormat maaperään ja maaperän jännitys- ja painumatila on muuttumaton. Kun anturan laajennus on tehty ja kaikki kuormat on siirretty uudelle laajennetulle anturalle, antura alkaa toimia yhtenä kokonaisuutena ja anturan aiheuttama jännitys maaperään jakautuu tasaisesti. Tämä tarkoittaa, että teoriassa uuden manttelin alapuoliset täytöt on tiivistetty samaan tiiveyteen kuin vanhan anturan täytöt.

Lisäksi oletetaan, että nykyinen pilari kestää nykyisillä dimensioilla ja raudoituksella kuorman kasvun aiheuttaman normaalivoiman ja lisämomentit. Pilarin kestävyys on aina tarkistettava laskennallisesti. Mikäli pilari tai pilarin juuri ei kestä lisäkuormia, on tarkasteltava voiko kuormia ohjata esim. jäykistein estämään ylimääräisen momentin

syntymisen pilarin juureen. Mikäli momentin kasvua ei pystytä estämään ja nykyinen kapasiteetti ylitetään, on yksi vaihtoehto kasvattaa pilarin kapasiteettia mantteloimalla pilaria. Aiheen laajuuden vuoksi tässä työssä ei käsitellä pilarin vahvistamista tämän enempää.

## **2.2 Rajatilamitoitus**

Rajatilamitoituksessa rakenteen on kestävä eri murto-, käyttö- ja onnettomuusrajatilojen aiheuttamat rasitukset. Lisäksi on tarkistettava, että muodonmuutokset eivät ylitä sallittuja rajoja. Tässä työssä käsitellään eurokoodin mukaiset murto- ja käyttörajatilat.

### **2.2.1 Murtorajatila**

Standardin SFS-EN 1990 (2006, s. 76-78) mukaan murtorajatilat jaetaan kuuteen kategoriaan riippuen vaurioitumistavasta:

1. EQU jäykkänä kappaleena tarkasteltavan rakenteen tai sen minkä tahansa osan staattisen tasapainon menetys.
2. STR rakenteen tai rakenneosien sisäinen vaurioituminen tai liian suuri siirtymätila, kun rakenteen rakennusmateriaalien lujuus on määräävä.
3. GEO maan pettäminen tai liian suuri siirtymätila, kun maakerroksen tai kallion lujuus on merkittävä kestävyuden saavuttamisen kannalta.
4. FAT rakenteen tai rakenneosien väsymismurtuminen
5. UPL vedenpaineen aiheuttamasta nosteesta tai muista pystysuuntaisista kuormista johtuva rakenteen tai maapohjan tasapainotilan menettäminen.
6. HYD hydraulisten gradienttien aiheuttama hydraulinen maapohjan nousu, sisäinen eroosio ja sisäinen putkieroosio maassa.

### **2.2.2 Käyttörajatila**

Standardin SFS-EN 1992 (2015, s. 54) mukaan käyttörajatiloiksi luokitellaan rajatilat, jotka liittyvät rakenteen tai rakenneosan toimintaan normaalikäytössä, ihmisten mukavuuteen ja rakennuksen ulkonäköön. Kriteerit käyttörajatilojen arvioinnille

muodostavat esim. rakenteen tai rakenneosan siirtymät, halkeamat, värähtely ja säilyvyys.

### 2.3 Luotettavuuden hallinta

Rakennusten luotettavuuden hallinta perustuu seuraamus- ja luotettavuusluokkien määrittelyyn. Ohjeen RIL 201-1 (2017a, s. 26-27) mukaan seuraamusluokka *CC* määritellään ihmishenkien, taloudellisten, sosiaalisten ja ympäristövahinkojen suhteen. Luotettavuusluokan *RC* määrittely perustuu luotettavuusindeksiin  $\beta$ . Luotettavuusindeksi kuvaa tilastollista vaurioitumistodennäköisyyttä valitun tarkastelujakson aikana. Rakenteen vaurion tai vian seuraamukset määrittelevät kuormalle käytettävän kertoimen  $K_{FI}$ . Taulukossa 1 on esitetty kuormakertoimen  $K_{FI}$  määrittely.

Taulukko 1. Seuraamus- ja luotettavuusluokat sekä kuormakerroin ohjeen RIL 201-1 (2017a, s. 26) mukaan.

Seuraamusluokka <i>CC</i>	Kuvaus	Luotettavuusluokka <i>RC</i>	Kuormakerroin $K_{FI}$
<i>CC3</i>	Suuret seuraamukset ihmishenkien menetysten tai hyvin suurten taloudellisten, sosiaalisten tai ympäristövahinkojen takia	<i>RC3</i>	1,1
<i>CC2</i>	Keskisuuret seuraamukset ihmishenkien menetysten tai merkittävien taloudellisten, sosiaalisten tai ympäristövahinkojen takia	<i>RC2</i>	1,0
<i>CC1</i>	Vähäiset seuraamukset ihmishenkien menetysten tai pienten tai merkityksettömien taloudellisten, sosiaalisten tai ympäristövahinkojen takia	<i>RC1</i>	0,9

### 2.4 Osavarmuusluvut ja mitoitusarvot

Leskelän (2008, s. 16) mukaan osavarmuusmenetelmissä mitoitusarvojen eri tekijöille annetaan niiden luotettavuudesta tai tunnettavuudesta riippuen osavarmuusluvut. Osavarmuusperiaatteen etuna on, että varmuus voidaan kohdistaa juuri niihin arvoihin, joissa sitä eniten tarvitaan. Osavarmuuslukuja käytetään kertoimina suurentamaan

epäedullisia kuormia, pienentämään edullisia kuormia ja pienentämään materiaalien ominaislujuuksia.

Kuorman mitoitusarvot saadaan kertomalla kuorman ominaisarvoa kuormakertoimilla (taulukko 1), osavarmuusluvulla (taulukot 2, 3 ja 4) ja/tai kuormien yhdistelykertoimilla (taulukko 6) tarpeen ja kuormitusyhdistelmän mukaan.

Materiaalien osavarmuusluvut on esitetty taulukossa 5. Ympäristöministeriön (2019, s. 15) mukaan suunnittelussa käytettävä materiaalin osavarmuusluku perustuu toteutus- ja toleranssi luokkaan sekä laadunvalvontaan, jotka ovat erikseen määritelty standardeissa SFS-EN 13670 ja SFS-EN1992-1-1.

Taulukko 2. Kuormien  $\gamma_F$  tai kuorman vaikutusten  $\gamma_E$  osavarmuusluvut (STR/GEO) ohjeen RIL 207 (2017b, s. 51) mukaan.

Kuorma	Merkintä	Sarja	
		A1	A2
Pysyvä:			
Epäedullinen (Yht.6.10.a)	$\gamma_{Gkj, sup}$	1,35 $K_{FI}$	1,0 $K_{FI}$
(Yht.6.10.b)		1,15 $K_{FI}$	
(Yht.6.10)			
Edullinen (Yht.6.10.a)	$\gamma_{Gkj, inf}$	0,9	1,0
(Yht.6.10.b)		0,9	
(Yht.6.10)			
Muuttuva:			
Epäedullinen (Yht.6.10.b)	$\gamma_Q$	1,5 $K_{fi}$	1,35 $K_{FI}$
(Yht.6.10)			
Edullinen		0	

Taulukko 3. Antura- ja laattaperustusten kestävyys osavarmuusluvut  $\gamma_R$ . (STR/GEO) ohjeen RIL 207 (2017b, s. 54) mukaan.

Kestävyys	Merkintä	Sarja R2
Kantokestävyys	$\gamma_{R, v}$	1,55
Liukuminen	$\gamma_{R, h}$	1,1

Taulukko 4. Jännevoiman osavarmuusluvut standardin SFS-EN 1992 (2015, s. 25) mukaan.

Jännevoimalle	Merkintä	Kerroin
edullinen	$\gamma_{P,fav}$	1
epäedullinen	$\gamma_{P,unfav}$	1,2

Taulukko 5. Materiaalien osavarmuusluvut ympäristöministeriön (2019, s. 15) mukaan.

Mitoitustilanne	Betonin osavarmuusluku $\gamma_c$	Betoniteräksen osavarmuusluku $\gamma_s$	Jänneteräksen osavarmuusluku $\gamma_p$
Normaalisti vallitseva ja tilapäinen mitoitustilanne	1,5	1,15	1,15
Normaalisti vallitsevassa mitoitustilanteessa voidaan käyttää pienennettyjä osavarmuuslukuja, mikäli käytössä: -SFS-EN 13670 mukainen toteutusluokka 3 ja toleranssiluokka 2 sekä betonin valmistuksen laadunvalvonta on varmennettu -betonielementeissä SFS-EN 1992-1-1 taulukon A.1 mukaiset pienennetyt poikkeamat sekä betonin valmistuksen laadunvalvonta on varmennettu	1,35	1,1	1,1
Onnettomuustilanne	1	1	1

## 2.5 Kuormitusyhdistelmät

Rakennuksille kohdistuu kuormia mm. rakenteiden omista painoista sekä lumi-, jää-, tuuli- ja henkilökuormista. Yleensä kuormat vaikuttavat epäedullisesti rakenteisiin, mutta joskus kuorma saattaa muodostaa rakenteelle edullisen kuormitusyhdistelmän. Kaikkien kuormien ei katsota vaikuttavan rakenteeseen maksimiarvoillaan koko aikaa, vaan kuormitustilanteet vaihtelevat. Yhdistelykerroin  $\psi$  huomioi muuttuvien kuormien vaihtelun. Yhdistelykertoimet on esitetty taulukossa 6. Kuormitusyhdistelmillä etsitään rakenteelle epäedullisin kuormitustilanne, jolle rakenteet mitoitetaan.



Taulukko 6. Yhdistelykertoimet  $\psi$  ympäristöministeriön (2016. s. 18) mukaan.

Kuorma	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
Hyötykuormat rakennuksissa, luokka (SFS-EN 1991-1-1)			
Luokka A: asuintilat	0,7	0,5	0,3
Luokka B: toimistotilat	0,7	0,5	0,3
Luokka C: kokoontumistilat	0,7	0,7	0,3
Luokka D: myymälätilat	0,7	0,7	0,6
Luokka E: varastotilat	0,1	0,9	0,8
Luokka F: liikennöitävät tilat, ajoneuvon paino $\leq 30$ kN	0,7	0,7	0,6
Luokka G: liikennöitävät tilat, $30 \text{ kN} < \text{ajoneuvon paino} < 160 \text{ kN}$	0,7	0,5	0,3
Luokka H: vesikatot	0	0	0
Lumikuorma (SFS-EN 1991-1-3), kun			
$s_k < 2,75 \text{ kN/m}^2$	0,7	0,4	0,2
$s_k \geq 2,75 \text{ kN/m}^2$	0,7	0,5	0,2
Jääkuorma	0,7	0,3	0
Rakennusten tuulikuormat (SFS-EN 1991-1-4)	0,6	0,2	0
Rakennusten sisäinen lämpötila (ei tulipalossa) (SFS-EN 1991-1-5)	0,6	0,5	0

### 2.5.1 Murtorajatilan (ULS) kuormitusyhdistelmät

Ympäristöministeriön (2019, s. 20) mukaan murtorajatilan kuormitusyhdistelmänä käytetään epäedullisempaa seuraavista lausekkeista

$$1,15K_{FI}G_{kj.sup} + 0,9G_{kj.inf} + 1,15K_{FI}Q_{k,1} + 1,5K_{FI} \sum \psi_{0,i}Q_{k,i}, \quad (1)$$

tai

$$1,35K_{FI}G_{kj.sup} + 0,9G_{kj.inf}, \quad (2)$$

missä  $K_{FI}$  huomioi luotettavuus- ja seuraamusluokan taulukon 1 mukaan,  $G_{kj.sup}$  ovat epäedulliset pysyvät kuormat [kN],  $G_{kj.inf}$  ovat edulliset pysyvät kuormat [kN],  $Q_{k,1}$  on määräävä muuttuva kuorma [kN],  $Q_{k,i}$  ovat muut muuttuvat kuormat [kN] ja  $\psi$  kuvaa vaihtuvaa yhdistelykerrointa taulukon 2 mukaan.

### 2.5.2 Käyttörajatilan (SLS) kuormitusyhdistelmät

Käyttörajatilan kuormitusyhdistelmät jaetaan kolmeen yhdistelmään, jotka ovat standardin SFS-EN 1990 (2006, s. 84) mukaan ominaisyhdistelmä, tavallinen yhdistelmä

ja pitkäaikaisyhdistelmä. Rajatilan aiheuttama haitta määrittelee käytettävän kuormitusyhdistelmän.

Standardin SFS-EN 1990 (2006, s. 84) mukaan ominaisyhdistelmää käytetään tavallisesti palautumattomille rajatiloille. Eli kuormituksen poistuttua rakenne ei palaudu ennen kuormitusta vallinneeseen muodonmuutostilaan. Tavallista yhdistelmää käytetään tavallisesti palautuville rajatiloille. Eli kuormituksen poistuttua rakenne palautuu ennen kuormitusta vallinneeseen muodonmuutostilaan. Pitkäaikaisyhdistelmää käytetään tavallisesti pitkäaikaisvaikutuksille ja rakenteen ulkonäön vaikutusten kannalta, teräsbetonirakenteissa esim. halkeamaleveyden määrittämisessä.

Ominaisyhdistelmä saadaan lausekkeesta

$$\sum G_{kj.sup} + P + Q_{k,1} + \sum \Psi_{0,i} Q_{k,i}, \quad (3)$$

missä  $P$  on esijännitysvoima [kN].

Tavallinen yhdistelmä saadaan lausekkeesta

$$\sum G_{kj.sup} + P + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum \Psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (4)$$

ja pitkäaikaisyhdistelmä lausekkeesta

$$\sum G_{kj.sup} + P + \sum \Psi_{2,i} Q_{k,i}. \quad (5)$$

## 2.6 Käyttöikä ja rasitusluokat

Ennen rakenteiden yksityiskohtaiseen suunnitteluun ryhtymistä on rakenteille määritettävä käyttöikä. Suomen betoniyhdistyksen (2016, s. 8) mukaan yleensä rakennushankkeen tilaaja määrittelee rakennuksen tavoitekäyttöiän, johon vaikuttaa mm. rakennuksen käyttötarkoitus. Tavoitekäyttöiän perusteella suunnittelijat määrittelevät rakennuksen suunnittelukäyttöiän. Suunnittelukäyttöikä määritellään myös eri

rakennusosille esim. kantavista rakenteista perustukset saatetaan suunnitella 100-200 vuodelle ja muut kantavat rakenteet 50 vuodelle.

Suunnittelukäyttöään lisäksi suunnittelijat määrittelevät rakenteiden rasitusluokat. Suomen betoniyhdistyksen (2016, s.13-23) mukaan rasitusluokat kuvaavat millaisiin ympäristöolosuhteisiin rakenteet altistetaan koko suunnitellun käyttöään aikana. Rasitusluokat ryhmitellään viiteen rasitusluokkaryhmään. Rasitusluokat voivat vaikuttaa ryhmittäin, yksin tai useamman ryhmän yhdistelmänä. Rasitusluokkaryhmät ovat seuraavat:

- X0 ei korroosion tai syöpymisrasituksen riskiä
- XC karbonatisoitumisen aiheuttama teräskorroosio
- XD ja XS kloridien aiheuttama teräskorroosio
- XF jäätymis- sulamisrasitus
- XA kemiallinen rasitus

Korjausrakentamisessa käyttöään määrittely korjatulle rakenteelle aiheuttaa haasteen, koska korjattava rakenne on yleensä vähintään vuosia, yleensä kymmeniä vuosia vanha. Alkuperäiset rakennesuunnitelmat helpottavat nykyisen rakenteen käyttöään määrittelyä, jos suunnitelmat ovat käytettävissä. Korjatun rakenteen käyttöään määrittely on helpompaa, mikäli vanhan rakenteen nykyinen käyttöikä ja vaurioitumisaste pystytään määrittelemään mahdollisimman tarkasti. Rakenteiden nykyisen käyttöään määrittely voidaan tehdä mm. silmämääräisesti, laskennallisesti ja alkuperäisiin suunnitelmiin perehtymällä. Lisäksi on olemassa tutkimusmenetelmiä, joilla rakenteiden kuntoa ja jäljellä olevaa käyttöikää voidaan arvioida näytteistä laboratoriokokein ja teknisiä apuvälineitä käyttäen. Näitä tutkimusmenetelmiä ovat mm. betonin karbonatisoitumissyvyyden määrittäminen, ohuthietutkimus sekä veto- ja puristuslujuuskokeet.

## 2.7 Jännitysten rajoittaminen ja halkeamaleveydet

Jälkijännitetyissä rakenteissa esiintyville betonin jännityksille asetetaan rajoituksia. Suomen betoniyhdistyksen (2017, s. 31) mukaan betonin jännityshetkellä betonin puristusjännitys rajoitetaan arvoon  $0,6f_{ck}$ . Ominaisyhdistelmällä ja tavallisella

yhdistelmällä laskettu betonin puristusjännitys rajoitetaan arvoon  $0,6f_{ck}$  ja pitkäaikaisyhdistelmällä  $0,45f_{ck}$ .

Standardin SFS-EN 1992 (2015, s. 117) mukaan käyttörajatilassa jännityksiä ja taipumia laskettaessa voidaan poikkileikkaus olettaa halkeilemattomaksi, mikäli taivutusta vastaava vetojännitys on enintään  $f_{ct,eff}$ . Jännityksen  $f_{ct,eff}$  arvona voidaan käyttää arvoa  $f_{ctm}$  tai  $f_{ctm,fl}$ , mikäli myös vähimmäisvetoraudoituksen laskenta perustuu samaan arvoon. Halkeamaleveyksien ja vetojäykistysvaikutuksen laskennassa käytetään arvoa  $f_{ctm}$ . Mikäli ko. arvo ylittyy, on halkeamaleveys määritettävä ja tarvittaessa rajoitettava.

Suomen betoniyhdistyksen (2017, s. 66) mukaan vetojännityksiä rajoitetaan käyttörajatilassa tavallisella yhdistelmällä (palautuva rajatila) betonin taivutusvetolujuuteen. Mikäli poikkileikkaus halkeaa ominaisyhdistelmällä (palautumaton rajatila), rajoitetaan halkeamaleveys  $\leq 0,2$  mm tavallisella kuormitusyhdistelyllä ja halkeamaleveys lasketaan halkeilleelle poikkileikkaukselle. Palautuva rajatila on tila, jossa taipuma palautuu, kun taipuman ylittävä kuorma poistetaan. Rasitusluokassa XC2 (anturat) on tarkistettava, että poikkileikkaus on vetojännityksetön pitkäaikaisyhdistelmällä. Materiaalien sallitut jännitykset ja halkeamaleveydet on esitetty taulukossa 7.

Taulukko 7. Materiaalien sallitut jännitykset ja halkeamaleveydet (SLS) Suomen betoniyhdistyksen (2017, s. 66) ja standardin SFS-EN 1992 (2015, s.118) mukaan.

kuorma	jännevoiman siirto	ominaisyhd.	tavallinen yhd.	pikäaikaisyhd.	
rasitusluokka		halkeilu sallitaan	halk.lev tartuntajännerakenteet ja injektoidut ankkurijänteet		halk.lev tb- rakenteet ja tartunnattomat ankkurijännera- kenteet
X0, XC1			0,2 mm		0,4 mm
XC2, XC3, XC4			0,2 mm	vetojännityk- setön tila	0,3 mm ≤ 0,2 mm *
XD1, XD2, XD3, XS1, XS2, XS3			vetojännityk- setön tila		
betoni, puristusjännitys	0,6f <sub>ck,i</sub>	0,6f <sub>ck</sub>	0,6f <sub>ck</sub>	0,45f <sub>ck</sub>	
betoni, vetojännitys	f <sub>ct,eff,i</sub>	halkeilu sallitaan	f <sub>ct,eff</sub>	f <sub>ct,eff</sub>	
jänneteräksen jännitys	min (0,85f <sub>p0,1k</sub> ; 0,75f <sub>pk</sub> )	min (0,85f <sub>p0,1k</sub> ; 0,75f <sub>pk</sub> )			
betoniteräksen jännitys	-	f <sub>yk</sub>			
- * Kun rakenteen yläpintaa ei ole vedeneristetty					
Tummennetut kohdat SFS-EN 1992-1-1 ja Suomen kansallisen liitteen vaatimuksia.					
Kursiivilla merkityt kohdat ovat BY 69 2017 suosituksia.					
Normaalilla fontilla merkityt ovat suunnittelijan valitsemaa arvoja.					

## 3 GEOTEKNINEN KANTOKESTÄVYYS

### 3.1 Lähtötiedot

Geoteknisen kantokestävyyden laskentaan murtorajatilassa tarvitaan lähtötietoina maaparametrit, joita ovat:

- maan tilavuuspaino
- leikkauskestävyysskulma eli ”kitkakulma”
- tehokas koheesio, mikäli sitä esiintyy

Maaparametrit saadaan tekemällä kohdealueelle pohjatutkimus käyttämällä kairausmenetelmiä ja maaperännäytteitä.

### 3.2 Mitoitustapa

Rakenteen geotekninen kantokestävyys tarkastellaan murto- ja käyttörajatilassa.

#### 3.2.1 Murtorajatila

Standardi SFS-EN 1997 (2014, s. 32-33) antaa kolme mitoitustapaa anturan mitoitukselle. Suomessa käytetään mitoitustapoja 2 ja 3. Mitoitustapaa 2 käytetään antura-, laatta-, ja paaluperustusten sekä ankkureiden ja tukirakenteiden mitoituksessa. Mitoitustapaa 3 käytetään luiskien ja kokonaisvakavuuden mitoituksessa.

Ohjeen RIL 207 (2017b, s. 104) mukaan mitoitustapa 2 jaetaan edelleen kantokestävyyden mitoituksen osalta kahteen menetelmään, jotka ovat DA ja DA\*. Menetelmässä DA osavarmuuslukuja käytetään heti laskennan alussa, kun taas menetelmässä DA\* laskelmat tehdään kuormien ominaisarvoilla ja osavarmuuslukuja käytetään vasta laskennan lopussa murtorajtilaehdot tarkasteltaessa. Anturoille suositeltava mitoitustapa on DA\*. Menetelmä DA antaa pienempiä kantokestävyyden arvoja. Mikäli perustukseen kohdistuu vaakakuormia, on lisäksi tarkasteltava anturan liukumis- ja kaatumiskestävyys.

### 3.2.2 Käyttörajatila

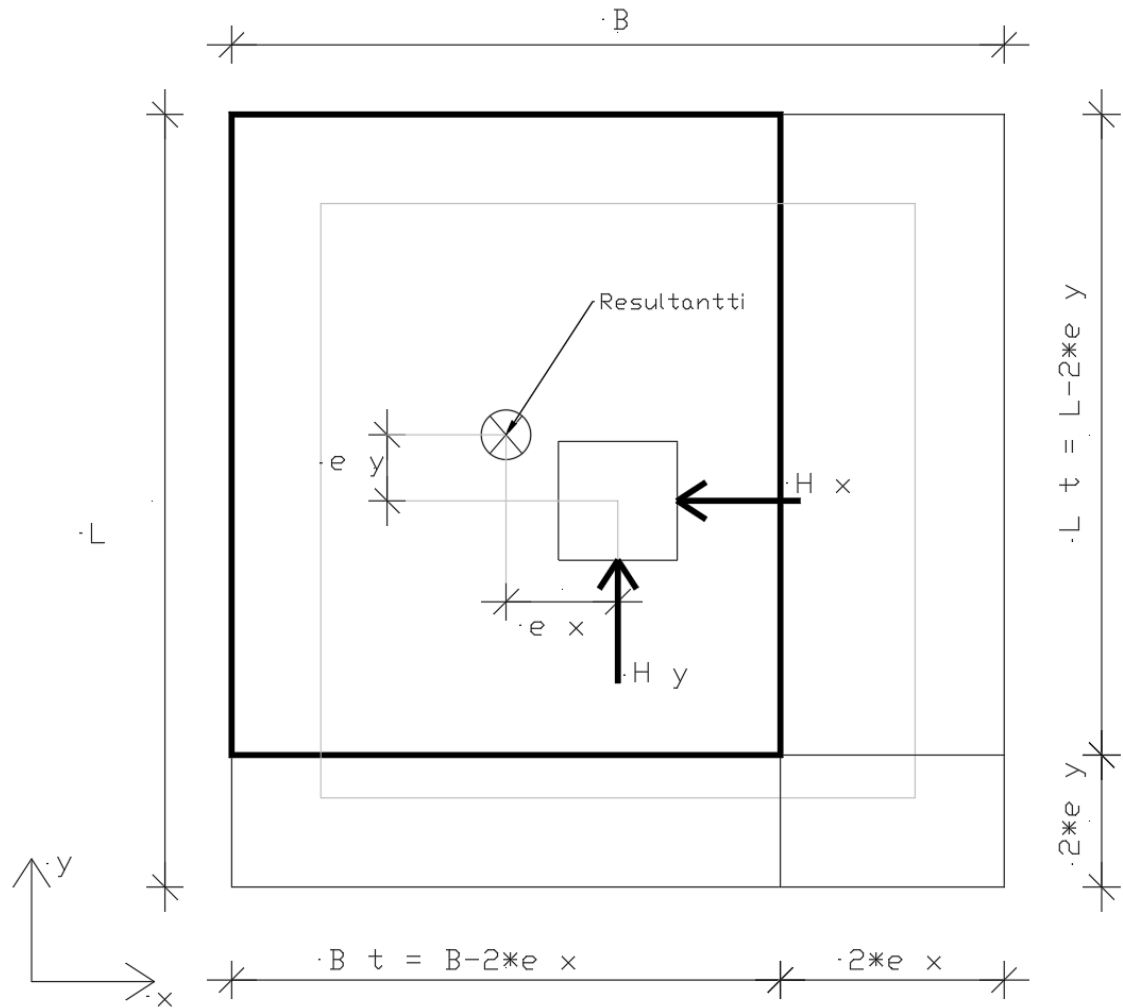
Ohjeen RIL 207 (2017b, s. 111-115) mukaan rakenteen painumat ja siirtymät huomioidaan käyttörajatilassa. Arvioitaessa perustusten siirtymiä, voidaan käyttää vertailukelpoista kokemusta samantyyppisistä maakerroksista tietyissä tapauksissa, esim. tiiviille kitkamaalle perustettaessa, eikä näin ollen aina tarvita siirtymälaskelmia. Tällöin geosuunnittelija esittää maapohjan geoteknisen kantokestävyyden käyttörajatilassa. Aina vertailukelpoisia kantokestävyyksiä ei voida käyttää, jolloin on tehtävä painumalaskelmat kohde kohtaisesti. Painumalaskelmat tehdään aina Suomessa mm. saviille ja silteille.

### 3.3 Analyttinen menetelmä murtorajatilassa

Yhtälöt ovat ohjeen RIL-207 (2017b, s. 105) mukaan johdettu plastisuusteoriasta ja koetuloksista, jolloin tuloksiksi saadaan suora kantokestävyys. Laskennassa huomioidaan:

- maapohjan lujuus
- mitoituskuormien epäkeskeisyys ja kaltevuus
- perustuksen muoto, syvyys ja kaltevuus
- maanpinnan kaltevuus
- pohjavedenpaineet ja hydrauliset gradientit
- maapohjan vaihtelevuus ja kerroksellisuus

Laskennassa käytetään menetelmää DA\*, jolloin laskenta tehdään ominaiskuormilla ja osavarmuusluvut huomioidaan vasta lopussa murtorajatilaehtoa laskettaessa. Kaavoissa käytetyt merkinnät ja koordinaattien ja kuormitusten suunnat on esitetty kuvassa 2.



Kuva 2. Koordinaatisto ja merkinnät geoteknisen kantokestävyyden laskemiseen.

### 3.3.1 Anturan tehollinen pinta-ala

Kujalan (2019, s. 16-29) mukaan murtorajatilán tarkastelu tehdään kahdessa vaiheessa:

- vaihe 1: Tarkastellaan tilanne, jossa vaakakuorma, pystysuunnassa vaikuttava hyötykuorma ja pysyvät kuormat saavat maksimiarvot.
- vaihe 2: Tarkastelu tehdään siten, että vaakakuormat saavat maksimiarvot ja pystysuunnassa vaikuttavat vain pysyvät kuormat.

Mikäli anturaan kohdistuu vaakakuormia molemmista suunnista ( $H_y$ ,  $H_x$ ), tulee molemmat suunnat tarkastella erikseen. Geoteknistä kantokestävyyttä laskettaessa kuormituksen muodostumisessa huomioidaan anturan oma paino ja täyttöjen painot toisin kuin rakenneteknisessä mitoituksessa.



Resultantin epäkeskeisyys määritetään momentin ja pystykuorman suhteella

$$e_i = \frac{M_{max}}{V_i}, \quad (6)$$

missä  $M_{max}$  on anturan alapinnassa vaikuttava maksimimomentti [kNm] ja  $V_i$  on ominaispystykuorma [kN] vaiheen 1 tai 2 mukaan.

Koska mitoitustavassa DA\* sovelletaan osavarmuuslukuja vasta laskelmien lopussa, kohdistuu varmuus perustuksen alapinnassa vaikuttavaan kuormaan, ei perustuksen momenttikuormitukseen. Ohjeen RIL 207 (2017b, s.110) mukaan mitoitustapaa DA\* käytettäessä epäedullisimmalla pysyvien ja muuttuvien ominaiskuormien yhdistelmällä ei sallita (ilman erityisiä varotoimenpiteitä) suurempia epäkeskisyyksiä kuin 1/3 perustuksen leveydestä.

Epäkeskisyysehdot saadaan epäyhtälöistä

$$e_x < \frac{1}{3}B, \quad (7)$$

ja

$$e_y < \frac{1}{3}L, \quad (8)$$

missä  $L$  on anturan pituus [m] ja  $B$  on anturan leveys [m].

Laskennassa on erotettava käsitteet todellisista pituuksista ja tehollisista pituuksista sekä todellisesta pinta-alasta ja tehollisesta pinta-alasta. Tehollinen viittaa anturan osaan, joka pystyy toimimaan tehollisesti, kun anturaan vaikuttaa vaakavoimia. Anturan tehollinen leveys [m]  $B_T = B - 2e_x$  ja tehollinen pituus [m]  $L_T = L - 2e_y$  ja edelleen tehollinen pinta-ala saadaan näiden tulona  $A_T = B_T L_T$ .

### 3.3.2 Kantokestävyys

Standardin SFS-EN 1997 (2014, s. 151) mukaan koheesiomailla kantokestävyys lasketaan suljetun tilan olosuhteiden kaavalla

$$R/A_T = (\pi + 2)c_u b_c s_c i_c + q, \quad (9)$$

missä  $R$  on anturan kantokestävyys [kN],  $c_u$  on suljettu leikkauslujuus [kN/m<sup>2</sup>],  $b_c=1-(2\alpha/(\pi-2))$  on kerroin perustuksen pohjan kaltevuudelle,  $s_c=1+0,2B_T/L_T$  tai  $s_c=1,2$  riippuen perustuksen muodosta,  $i_c$  on kerroin vaakakuorman  $H$  [kN] aiheuttamalla kuorman kaltevuudelle ja  $q$  on maan aiheuttama jännitys [kN/m<sup>2</sup>].

Kerroin  $i_c$  saadaan yhtälöstä

$$i_c = \frac{1}{2} \left( 1 + \sqrt{1 - \frac{H_i}{A_T c_u}} \right), \text{ jolloin } H \leq A_T c_u \quad (10)$$

Standardin SFS-EN 1997 (2014, s. 151) mukaan kitkamailla kantokestävyys lasketaan avoimien olosuhteiden kaavalla

$$\frac{R}{A_T} = c' N_c b_c s_c i_c + q' N_q b_q s_q i_q + 0,5 \gamma' B_T N_\gamma b_\gamma s_\gamma i_\gamma, \quad (11)$$

missä  $c'$  kuvaa tehokasta koheesiota [kN/m<sup>2</sup>],  $N_c$ ,  $N_q$  ja  $N_\gamma$  ovat kantokestävyiden kertoimia,  $b_c$ ,  $b_q$  ja  $b_\gamma$  ovat perustuksen pohjan kaltevuuden huomioivia kertoimia,  $s_c$ ,  $s_q$  ja  $s_\gamma$  ovat perustuksen muodosta riippuvia kertoimia,  $i_c$ ,  $i_q$  ja  $i_\gamma$  huomioivat vaakakuorman  $H$  [kN] aiheuttaman kuorman kaltevuuden ja kerroin  $m$  on kertoimien  $i_q$  ja  $i_\gamma$  potenssin arvo.

Kertoimet  $N_q$ ,  $N_c$  ja  $N_\gamma$  saadaan yhtälöistä

$$N_q = e^{\pi \tan \varphi'} \tan^2(45^\circ + \frac{\varphi'}{2}), \quad (12)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi', \quad (13)$$

ja

$$N_\gamma = 2(N_q - 1)\tan \varphi', \text{ missä } \delta \geq \frac{\varphi'}{2} \text{ (karhea pohja)}. \quad (14)$$

missä  $\varphi'$  on leikkauskestävyyskulma [deg] tehokkaiden jännitysten perusteella ja  $\delta$  on rakenteen ja maan välinen kitkakulma [deg].

Kertoimet  $b_c$ ,  $b_q$  ja  $b_\gamma$  saadaan yhtälöistä

$$b_c = b_q - \frac{1 - b_q}{N_c \tan \varphi'} \quad (15)$$

ja

$$b_q = b_\gamma = (1 - \alpha \tan \varphi')^2, \quad (16)$$

missä  $\alpha$  on perustuksen pohjan kaltevuus vaakatason suhteen [deg].

Kertoimet  $i_c$ ,  $i_q$  ja  $i_\gamma$  saadaan yhtälöistä

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \tan \varphi'}, \quad (17)$$

$$i_q = \left[ 1 - \frac{H}{V_i + A_T c' \cot \varphi'} \right]^m \quad (18)$$

ja

$$i_\gamma = \left[ 1 - \frac{H}{V_i + A_T c' \cot \varphi'} \right]^{m+1}. \quad (19)$$

Potenssien  $m$  arvo saadaan yhtälöistä

$$m = m_B = \frac{\left[ 2 + \left( \frac{B_T}{L_T} \right) \right]}{\left[ 1 + \left( \frac{B_T}{L_T} \right) \right]}, \text{ kun } H \text{ vaikuttaa } B_T\text{:n suunnassa} \quad (20)$$

tai

$$m = m_L = \frac{\left[2 + \left(\frac{L_T}{B_T}\right)\right]}{\left[1 + \left(\frac{L_T}{B_T}\right)\right]}, \text{ kun } H \text{ vaikuttaa } L_T\text{:n suunnassa.} \quad (21)$$

Rakenteen mitoittava kantokestävyys saadaan yhtälöstä

$$R_d = \frac{(c'N_c b_c s_c i_c + q'N_q b_q s_q i_q + 0,5\gamma' B_T N_\gamma b_\gamma s_\gamma i_\gamma) \cdot A_T}{\gamma_{R,v}}, \quad (22)$$

missä  $\gamma_{R,v}$  on kerroin taulukon 3 mukaan.

Kantokestävyys laskee geo- tai rakennesuunnittelija. Laskentaa ei voida suorittaa ilman suunnittelijoiden yhteistyötä, koska kantokestävyys määrittämisessä tarvitaan maaparametrit ja perustukselle tulevat kuormat. Rakennesuunnittelijan osaamisalueeseen harvoin kuuluu maaparametrien määrittely ja pohjatutkimusten tulkinta. Geosuunnittelija taas harvoin tuntee rakennusten kuormien ja kuormitusyhdistelmien määrittelyn ja laskennan. Lisäksi tarvitaan rakenteiden suunnittelun tuntemusta kantavien rakenteiden mitoituksista, jotta pystytään arvioimaan tai laskemaan tarkasti kantaville rakenteille tulevat kuormat ja rakenteiden omat painot. Näin ollen järkevintä on, että geosuunnittelija toimittaa rakennesuunnittelijalle maaparametrit ja rakennesuunnittelija laskee perustuksen kantokestävyys tai rakennesuunnittelija toimittaa geosuunnittelijalle kuormat ja geosuunnittelija laskee kantokestävyys.

### 3.3.3 Rasitukset ja mitoitus ehdot

Koska kantokestävyys tarkastellaan kahdessa vaiheessa, myös rasitukset anturalle lasketaan molemmille vaiheille erikseen. Kun kantokestävyys määritetään vaiheessa 1 (vaakakuorma, pystysuunnan hyötykuorma ja pysyvät kuormat saavat maksimi arvot), rasitus  $N_{Ed,max}$  lasketaan lausekkeella (1). Kun kantokestävyys määritetään vaiheessa 2 (vaakakuormat saavat maksimi arvot ja pystysuunnassa vaikuttavat vain pysyvät kuormat), rasitus  $N_{Ed,min}$  lasketaan lausekkeella (2).

Mitoitusehdot, joista molempien on täyttyvä geotekniselle kantokestävyydelle, ovat

$$R_{d,vaihe\ 1} \geq N_{Ed,max} \quad (23)$$

ja

$$R_{d,vaihe\ 2} \geq N_{Ed,min}. \quad (24)$$

### 3.4 Liukumiskestävyys

Mikäli anturaan kohdistuu vaakasuuntaisia voimia, tulee anturan liukumiskestävyyttä tarkastella.

Standardin SFS-EN 1997 (2014, s. 61-62) mukaan epäyhtälö liukumiskestävyydelle on

$$H_d \leq R_d + R_{p,d}, \quad (25)$$

missä  $H_d$  on vaakakuorman aiheuttaman komponentin mitoitusarvo [kN],  $R_d$  on liukumiskestävyys [kN] ja  $R_{p,d}$  on perustuksen sivuun kohdistuva maanpaineesta aiheutuva vaakakuormaa vastustava voima [kN].

Liukumiskestävyuden arvoon vaikuttaa kumpaa menetelmää (DA tai DA\*) käytetään kantokestävyuden määrittelyssä.

Liukumiskestävyys avoimille olosuhteille saadaan yhtälöistä

$$R_d = \frac{V'_d \tan \delta_k}{\gamma_{R,h}} \quad (26)$$

tai

$$R_d = V'_d \tan \delta_d. \quad (27)$$

missä  $V'_d$  on tehokkaan pystykuorman komponentin mitoitusarvo [kN],  $\delta_k$  on rakenteen ja maan välisen kitkakulman [deg] ominaisarvo,  $\delta_d$  on mitoituskitkakulma [deg], joka on paikalla valetulla betonilla kriittisen tilan leikkauskestävyyskulman mitoitusarvo  $\varphi'_{cv,d}$  ja elementtiperustuksilla  $2/3 \varphi'_{cv,d}$  (tehokasta koheesiota ei huomioida).

Mikäli kyseessä ovat suljetut olosuhteet, liukumiskestävyys saadaan yhtälöistä

$$R_d = \frac{A_T c_{u,k}}{\gamma_{R,h}} \quad (28)$$

tai

$$R_d = A_T c_{u,d}. \quad (29)$$

### 3.5 Kaatumiskestävyys

Kaatumiskestävyyttä tarkastellaan käyttämällä jäykän kappaleen tasapainoehtoa. Kappaleen kokonaisvoimien ja -vääntömomenttien summan on oltava nolla, jotta tasapaino saavutetaan. Anturalle tulevat rakenteiden omien painojen kuormat katsotaan tässä tapauksessa edullisiksi ja vaakakuormat epäedullisiksi. Tasapainoehto kannattaa kirjoittaa anturan alareunan suhteen.

### 3.6 Alkuperäisen rakenteen kapasiteetit

Jotta on syntynyt tarve kasvattaa anturan kapasiteettia laajentamalla ja jälkijännittämällä nykyistä anturaa, on ensin pitänyt määrittää nykyisen anturan geotekninen kantokestävyys.

Nykyisen anturan geotekninen kantokestävyys on todennäköisesti määritetty suunnitteluvaiheessa soveltamalla ko. aikakauden Suomen rakentamismääräyskokoelmaa ja suunnitteluohjeita. Korjatun rakenteen mitoitus tehdään soveltamalla voimassa olevaa rakentamismääräyskokoelmaa, eurokoodia ja kansallisia liitteitä. Koska nykyisen anturan koko ja kuormat tunnetaan, on syytä selvittää nykyisen anturan geotekninen kantokestävyys nykyisille kuormille standardin SFS-EN 1997 mukaan, jotta saadaan anturan nykyinen eurokoodiperusteinen käyttöaste tietoon. Mikäli näyttää, että nykyisen anturan kapasiteetti ylitetään eurokoodin mukaan jo nykyisillä kuormilla, on syytä tehdä vertailulaskelma anturan rakentamisaikakauden määräysten ja ohjeiden mukaan, jotta päästään varmuuteen, onko antura jo nykyisellään ylikuormitettu.

Kun nykyisen anturan kapasiteetti on saatu selvitettyä, lasketaan kuorman kasvun vaikutus anturan geotekniseen kantokestävyyteen. Laskennasta saadaan selville, onko nykyistä anturaa ylipäättään laajennettava ja jos on, niin kuinka paljon.

## 4 RAKENNETEKNINEN MITOITUS

Geotekninen kantokestävyys on tarkasteltu ensin, jolloin on määritetty, kuinka paljon anturan pinta-alaa on kasvatettava, jotta maapohja kestää uudet kuormat. Rakenneteknisessä mitoituksessa mitoitetaan anturan rakenne jälkijännitettynä betonirakenteena.

### 4.1 Lähtötiedot

Koska kyseessä on oleva antura, jonka kapasiteettia kasvatetaan, anturan nykyisen rakenteen selvittäminen on erityisen tärkeää. Nykyisen rakenteen olennaiset lähtötiedot ovat:

- anturan nykyinen koko
- betonin lujuusluokka
- betonin kimmokerroin
- betoniteräksen myötölujuus
- betoniteräksen kimmokerroin

Em. lähtötiedot saadaan helpoiten etsimällä anturan alkuperäiset rakennesuunnitelmat, joissa ko. tiedot pitäisi olla esitetty. Aina lähtötietoja ei kuitenkaan ole saatavilla, jolloin tilanne hankaloituu. Lähtötiedoista nykyisen anturan koko saadaan mittaamalla, kun antura on näkyvissä. Betonin ominaisuudet saadaan selvitettyä poraamalla anturasta näytekappale ja koestamalla näyte laboratoriossa. Teräksien koestamien on huomattavasti hankalampaa laboratoriossa terästen sijaintien vuoksi (kovettuneen betonin sisällä). Käytetyn teräksen myötölujuus ja kimmokerroin voidaan olettaa, kun tiedetään anturan suunnitteluajankausi. Mikäli nykyisiä teräksiä ei huomioida laskennassa lainkaan, on jänneteräksien menekki suurempi. Betoniteräksen edut tulevat merkitseväksi jännebetonirakenteen murtorajatilatarkastelussa. Vanhoja anturoita tarkasteltaessa alkuperäisen anturan tekeminen raudoittamattomana on täysin mahdollinen.

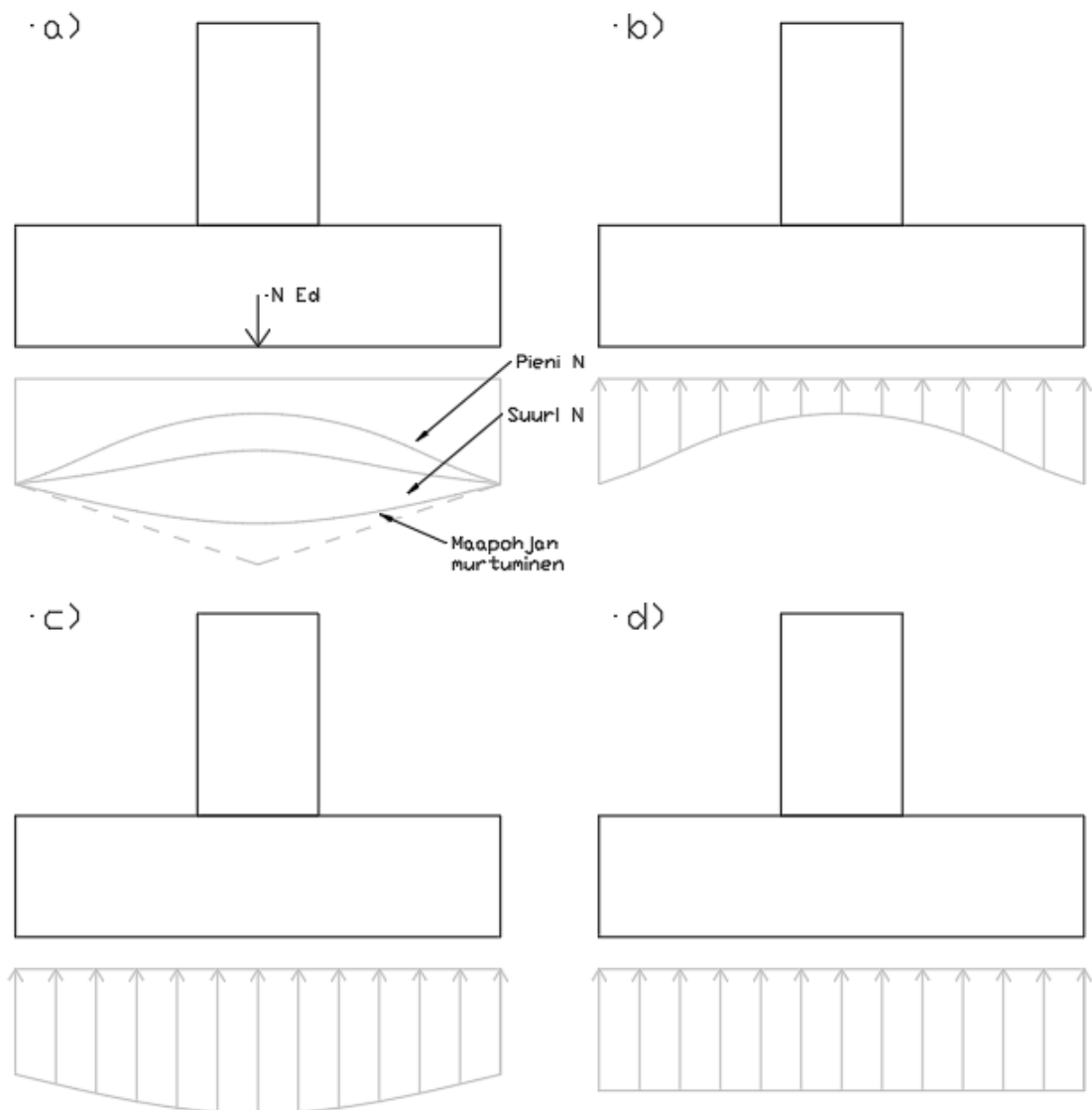


## 4.2 Kuormat

Rakenteelle määritetään kuormat luvun 2.5 mukaan. Kuormitusyhdistelyt (ULS ja SLS) tehdään nykytilanteen ja korjatun rakenteen (kuorman kasvu) mukaan. Nykytilanteen kuormien selvittäminen tehdään, jotta anturan nykyinen käyttöaste saadaan selville.

## 4.3 Mitoittava pohjapaine

Nykyrin (2014, s. 180) mukaan ennen mitoittavan pohjapaineen laskemista, on laskettava anturan tehollinen pinta-ala. Tehollinen pinta-ala  $A_T$ , lasketaan kuten kohdassa 3.3.1 on esitetty. On kuitenkin huomioitava, että rakenneteknisessä mitoituksessa anturan oma paino ja täyttöjen painot jätetään huomioimatta toisin kuin geoteknisessä mitoituksessa. Kuormituksen ja maalajien vaikutus pohjapaineen muodostumiseen on esitetty kuvassa 3.



Kuva 3. Pohjapaineen muodostuminen Nykyrin (2014, s.180) mukaan.

Kuvassa 3 esitetyt periaatteelliset vaikutukset pohjapaineen muodostumiseen ovat:

- Kuormituksen vaikutus pohjapaineen muodostumiseen.
- Hienojakoisen maalajin vaikutus pohjapaineen muodostumiseen.
- Karkearakeisen maalajin vaikutus pohjapaineen muodostumiseen.
- Murtorajatilassa käytetty yksinkertaistus pohjapaineen muodostumiseen.

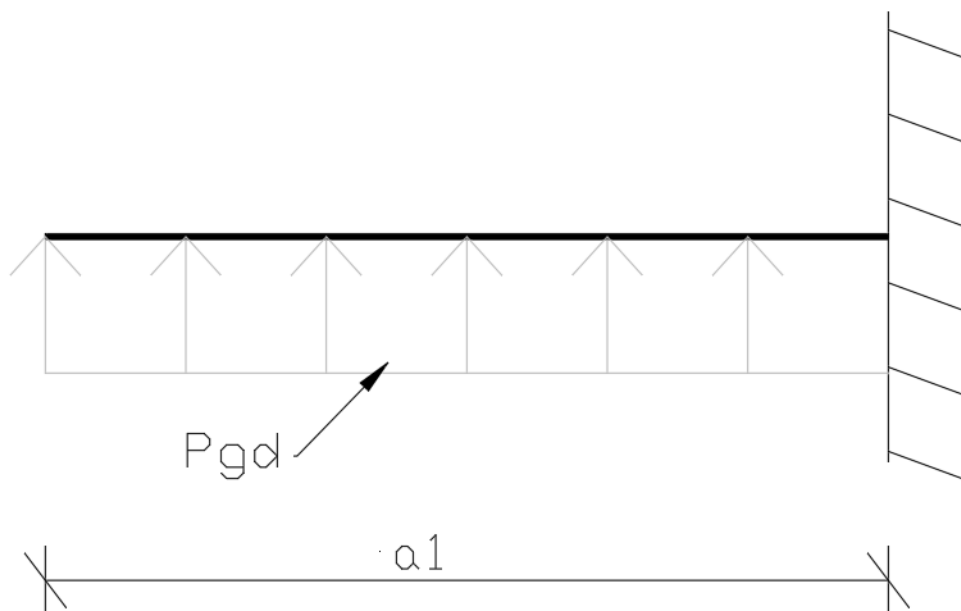
Mitoittava pohjapaine lasketaan kaavasta

$$\sigma_{gd} = \frac{N_{Ed}}{A_T}, \quad (30)$$

missä  $N_{Ed}$  on mitoittavan murtorajatilakuorman aiheuttama pystykomponentti ja  $A_T$  on anturan tehollinen pinta-ala [mm].

#### 4.4 Nykytilanteen kapasiteetti (ULS / STR)

Ennen kuin anturan kapasiteettia aletaan kasvattamaan jälkijännittämällä, on syytä määrittää alkuperäisen anturan murtorajatilan rakennetekninen käyttöaste nykyisillä kuormilla, jotta saadaan selville, onko ylipäättään tarvetta kasvattaa anturaa. Mitoittava pohjapaine lasketaan murtorajatilassa nykyisillä kuormilla kohdan 4.3 mukaan. Pohjapaine aiheuttaa anturaan kuormitustilanteen, jossa mitoittava maksimimomentti syntyy anturan alapintaan pilarin juureen. Rakenne voidaan ajatella ulokkeena, joka mitoitetaan raudoitettuna teräsbetonirakenteena. Rakennemalli on esitetty kuvassa 4.



Kuva 4. Teräsbetonianturan pääterästen mitoituksen rakennemalli.

Olettaen, että anturan nykyiset pääteräkset ovat tiedossa, anturan alkuperäinen kapasiteetti lasketaan Leskelän (2008, s. 202-203) mukaan teräsbetonirakenteiden kaavoilla.

Lasketaan ensin poikkileikkauksen mekaaninen raudoitussuhde yhtälöllä

$$\omega = \frac{A_s f_{yd}}{b_{lev} d f_{cd}}, \quad (31)$$

missä  $A_s$  on alkuperäinen betoniteräsmäärä [mm],  $b_{lev}$  on poikkileikkauksen leveys [mm],  $d$  on tehollinen korkeus [mm],  $f_{cd}$  on betonin puristuslujuuden mitoitusarvo [MPa] ja  $f_{yd}$  on betoniteräksen myötölujuuden mitoitusarvo [MPa].

Puristuspinnan suhteellinen korkeus saadaan yhteydestä  $\omega = \beta$ .

Sitkeästi murtuvalla rakenteella puristuspinnan on täytettävä ehto

$$\beta < \beta_{bd}, \quad (32)$$

missä  $\beta_{bd}$  kuvaa raja-arvoa kappaleen tasapainomurrolle eli teräs myötää samaan aikaan, kun puristuspinta murtuu.

Mikäli käytetään betoniterästä, jonka murtolujuus  $f_{yk}=500$  MPa ja betonia, jonka puristumurtumavakio  $\varepsilon_{cu}$  on 3,5‰ ja suunnittelulujuus  $f_{cd} \leq 50$  MPa, saadaan tasapainomurrolle raja-arvo  $\beta_{bd}=0,493$ .

Raja-arvo  $\beta_{bd}$  voidaan myös laskea muodonmuutoksista yhtälöllä

$$\beta_{bd} = \frac{\lambda \varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{yd}} \quad (33)$$

missä  $\lambda=0,8$ , kun  $f_{cd} \leq 50$  MPa on poikkileikkauksen tehollista korkeutta kuvaava kerroin ja  $\varepsilon_{yd}$  on teräksen myötövenymä.

Poikkileikkauksen suhteellinen momentti lasketaan yhtälöstä

$$\mu = \beta \left(1 - \frac{\beta}{2}\right) \quad (34)$$

ja poikkileikkauksen taivutuskestävyydeksi saadaan näin ollen

$$M_{Rd} = \mu b d^2 f_{cd}. \quad (35)$$

Rakenteen alkuperäinen käyttöaste saadaan murtorajatilassa rasituksen ja kestävyys suhteella  $M_{Ed}/M_{Rd}$ .

## 4.5 Jännitetyt betonirakenteet yleisesti

Jännitetyissä betonirakenteissa betonipoikkileikkaukseen luodaan puristusjännitystila teräksisillä jännepunoksilla tai -tangoilla. Rakenteeseen puristusjännitystilan luovaa voimaa kutsutaan jännevoimaksi. Jännevoimalla pyritään luomaan mahdollisimman tehokkaasti rakenteen omaa painoa ja ulkoisia kuormia vastustava voima ja momentti. Jännebetonirakenteiden ominaisuus on normaalia teräsbetonirakennetta huomattavasti pienempi halkeilu tai kokonaan halkeamaton rakenne käyttörajatilassa. Koska poikkileikkaus pysyy halkeilemattomana kauemmin ja suuremmilla kuormilla kuin jännittämätön rakenne, niin jännitetty poikkileikkaus vastustaa taivutusta ja taipumaa jännittämätöntä rakennetta paremmin. Lisäksi poikkileikkauksen halkeilemattomuus lisää rakenteen säilyvyyttä. Koska jännevoima lisää rakenteen kapasiteettia, voidaan jännitetyt rakenteet tehdä hoikempina ja matalampina kuin jännittämättömät samalla kuormituksella rasitettuna.

### 4.5.1 Esijännitetty betonirakenne

Jännevoiman siirtäminen rakenteeseen tapahtuu esi- tai jälkijännittämällä. Esijännitetyissä rakenteissa jänteet jännitetään ennen betonin valamista muottiin. Kun betoni on kovettunut riittävästi, jänteiden jännitys vapautetaan ja voima siirtyy jänteestä koko rakenteeseen betonin tartunnan välityksellä. Kun jännevoiman siirto tapahtuu tartunnan välityksellä, on kyseessä tartunnallinen jännebetonirakenne. Esijännitetyt rakenteet tehdään aina tartuntajänteillä. Esijännitetyt rakenteet tehdään yleensä elementteinä tehdasolosuhteissa pitkinä sarjoina. Esimerkiksi ontelolaatat, I- ja HI -palkit sekä TT-laatat ovat tartuntajännerakenteita.

#### 4.5.2 Jälkijännitetty betonirakenne

Jälkijännitetyissä rakenteissa jänneteräket sijoitetaan rakenteeseen jännittämättöminä, yleensä suojaputkeen sijoitettuna. Betoni valetaan ennen jännitystyötä. Kun betoni on kovettunut riittävästi, jännitetään jänneteräket tunkkaamalla haluttu esijännitysvoima aktiivipäästä (aktiiviankkuri). Vastakkainen pääty on passiivipää (passiiviankkuri), joka ankkuroi jänteen toisen pään paikoilleen passiivisesti. Tällaista rakennetta kutsutaan myös ankkurijännerakenteeksi. Jänteet asennetaan mahdollisuuksien mukaan kaarevasti rakenteeseen. Kun kaarevaan jänteeeseen kohdistetaan jännitys, jänne kiristyy ja luo rakennetta nostavan tai laskevan voiman riippuen jänteen sijainnista eli kaarevuudesta. Esim. kaksiaukkoisessa palkissa, johon ulkoinen kuorma kohdistuu ylhäältä alaspäin, jänne sijoitetaan kentässä kaarevasti palkin neutraaliakselin alapuolelle ja tuella kaarevasti palkin neutraaliakselin yläpuolelle. Tätä kaarevan jänteen luomaa voimaa kutsutaan ohjausvoimaksi.

Jälkijännitetyt betonirakenteet voidaan jakaa edelleen tartunnattomiin ja tartunnallisiin rakenteisiin. Kitka suurentaa jännevoiman jännehäviötä ja tartunnattomilla jänteillä kaikesta tartuntaa heikentävästä pyritään eroon. Tartunnattomat jänteet asennetaan yleensä rasvattuun suojaputkeen (”rasvapunos”), joka minimoi tartunnan. Tartunnattomien jänneiden etuna on yhden työvaiheen (injektointi) pois jääminen kokonaan. Tartunnattomia jännteitä käytetään esim. laajoissa laattakentissä.

Tartunnalliset jänteet injektoidaan aina injektointimassalla jännittämisen jälkeen. Leskelän (2008, s. 624) mukaan jänneteräksen ja betonirakenteen väliin syntyy tartunta, jolloin kitka alkaa siirtämään ankkureiden lisäksi jännityksiä koko rakenteeseen. Injektointi lisää jänneteräksen korroosion kestoa ja lisää rakenteen taivutuskestävyyttä. Taivutuskestävyys lisääntyy, koska jänne ei pääse liukumaan betonin suhteen vapaasti kuten tartunnattomissa rakenteissa. Jälkijännitettyjä, tartunnallisia jännteitä käytetään suurissa paikallavalettavissa kohteissa, joita ei voida valmistaa järkevästi tehtaissa esim. siltojen palkit.

## 4.6 Menetelmän kuvaus

Mikäli kuorman lisäys nykyiselle anturalle on pieni, saattaa riittää, että jännetangot asennetaan ainoastaan uuden manttelin sisään, eikä nykyistä anturaa rei'itetä. Tällöin jännetangot asennetaan suojaputkessa manttelin valumuottiin ennen valamista. Manttelin kovettuttua jännetangot jännitetään, jotta tarvittava puristusjännitys saadaan luotua.

Mikäli kuorman lisäys on merkittävä ja antura on matala, ei jännetankojen asennus ainoastaan mantteliin riitä. Tällöin jännetangot on asennettava vanhan anturan läpi. Tankojen paikalle porataan timanttiporauksena reiät koko anturan lävitse. Jos anturan sivun pituus on esim. 2 m, on timanttiporaus tehtävä terän pituuden mukaan (käytännössä noin 0,5 m:in pituisissa osissa), jonka jälkeen porattu lieriö on katkaistava ja poistettava porausreiästä. Poistaminen tapahtuu esim. imurin luomalla alipaineella. Porausta jatketaan, kunnes antura on lävistetty kokonaan. Porauskalusto asennetaan anturaan kiinni. Kalusto vaatii anturan ympäriltä noin 1,5m – 2m tilaa. Iskuporausta porakruunulla ei ole suositeltavaa käyttää anturoissa porauksen aiheuttaman voimakkaan tärinän vuoksi.

Mikäli tartuntoja tarvitaan vanhaan anturaan, porataan tartunnat anturan ja manttelin väliseen saumaan ja injektoidaan anturaan. Laskennallisesti tartuntoja ei välttämättä tarvittaisi, koska puristusjännitys ja jänneterästen leikkauskapasiteetti yleensä riittää. On kuitenkin huomioitava, että tartunnat tuovat varmuutta rakenteelle, mikäli jännevoima jostain syystä menetettäisiin käyttöiän aikana.

Kun tangoille on porattu reiät anturaan, tehdään muotit manttelille ja raudoitetaan mantteli. Muottiin on asennettava suojaputket vanhaan anturaan porattujen reikien kohdille ja tukittava manttelivalun pääsy porareikiin. Kun mantteli on valettu ja valu on kovettunut, asennetaan jännetangot reikiin.

Kun manttelin valu on kovettunut riittävästi, jännitetään jännetangot vaadittuun jännitystilaan ja mantteli puristuu anturaan kiinni. Alkuperäinen antura ja mantteli alkavat toimimaan rakenneteknisesti yhtenä suurennettuna anturana. Jännetankojen reiät injektoidaan sementtipohjaisella injektointimassalla, joka toimii teräksen korroosiosuojana ja tartunnan välittäjänä. Ilmatiloja tangon ja porareian välille ei saa syntyä.

Ankkureiden päät on suojattava korroosiota vastaan. Ankkureille voidaan tehdä syvennykset mantteliin ja valaa syvennykset umpeen painevaluna jännityksen jälkeen. Toinen vaihtoehto on jättää ankkurit näkyviin ilman syvennystä ja valaa jännitystyön jälkeen ankkurit jälkivaluna umpeen. Tällöin ankkureiden jälkivalun ja manttelin väliin jää työsauma.

Koko anturan vedeneristäminen bitumikermein on suositeltavaa, kuitenkin vähintään työsaumojen vesitiiveys tulee varmistaa. Detaljeja on käsitelty tarkemmin kohdassa 4.17.

## 4.7 Jänneterästen mitoitus

Jänneterästen mitoitukseen vaikuttavat useat tekijät, jotka esitetään alla tarkemmin otsikoittain. Käsinelaskenta on iterointia jänneteräsmäärän, jännitysvoiman, jännitysvoiman luoman jännitystilän, jännityshäviöiden, jänneterästen sijainnin ja materiaaliparametrien välillä. Koska jänneteräsmäärä ja alkujännitys on valittava heti laskennan alussa, on todennäköistä, että ko. arvot tulevat muuttumaan ennen laskennan loppua. Tämän vuoksi laskenta kannattaa parametrisoida mahdollisimman laajasti.

Jälkijännitettyihin rakenteisiin erikoistuneet yritykset ovat kehittäneet omia patentoituja jännitysmenetelmiä ja menetelmiin liittyviä komponentteja. Mitoituksen alussa on tiedettävä, mitä järjestelmää käytetään, jotta laskennassa voidaan soveltaa tuotteen valmistajan ohjeita. Tuotteen valmistajalta tulee löytyä ETA hyväksyntä käytettävälle menetelmälle. Yksi tällaisista yrityksistä on DYWIDAG-Systems International Ltd, jonka jälkijännitysmenetelmää on käytetty tämän työn esimerkilaskelmassa.

### 4.7.1 Materiaaliparametrit

Rakenneteknisessä mitoituksessa tärkeimmät materiaaliparametrit ovat betonin puristuslujuus  $f_{ck}$ , jänneteräksen halkaisija  $\phi_p$ , betoniteräksen halkaisija  $\phi_s$ , jänneteräksen ominaisvetolujuus  $f_{yk}$  ja betoniteräksen ominaisvetolujuus  $f_{yk}$ .

Nykyisen anturan betonin puristuslujuus ja betoniteräksen halkaisijat ovat alkuperäiset, eikä niihin voida vaikuttaa. Mantteli on uusi rakenne, joten manttelin materiaaliparametrit voidaan valita tarpeen mukaan.



#### 4.7.2 Rasitusluokka

Ks. luku 2.6. Anturat kuuluvat rasitusluokkaan XC2, jos kemiallista rasitusta ei ole.

#### 4.7.3 Jänneteräslaatu ja -määrä

Mitoitettaessa standardilla SFS-EN 1992 (2015, s. 41) tulee jänneterästen tuotannossa, testaamisessa ja vaatimustenmukaisuuden osoittamisessa noudattaa standardia EN 10138 tai asianomaista eurooppalaista teknistä hyväksyntää. Jänneterästen ominaisvetolujuudet ja tankojen halkaisijat on esitetty jänneteräsmenetelmän toimittajan ETA-hyväksynnöissä.

Ensimmäinen arvio jänneteräsmäärästä voidaan määrittää Leskelän (2008, s. 652) mukaan teräsbetonirakenteiden kaavoilla.

Suhteellinen momentti lasketaan yhtälöstä

$$\mu = \frac{M_{Ed.MRT}}{f_{cd} b_{lev} d_p^2} \quad (36)$$

missä  $M_{Ed.MRT}$  on maksimimomentti murtorajatilassa [Nmm] ja  $d_p$  on poikkileikkauksen tehollinen korkeus laskettuna jännetankojen pintakeskiöön [mm].

Vaadittu mekaaninen raudoitussuhde saadaan yhtälöstä

$$w_{req} = 1 - \frac{\sqrt{1 - 2,4\mu}}{1,2} \quad (37)$$

Jotta rakenne toimii plastisella alueella murtorajatilassa, tulee täyttyä ehto

$$0,1 < w_{req} < 0,1. \quad (38)$$

Alustava jänneteräsmäärä saadaan kaavasta

$$n_{req} = \frac{w_{req} b d_p f_{cd}}{S_n f_{pd}}, \quad (39)$$

missä  $S_n$  on jänneteräksen pinta-ala [ $\text{mm}^2$ ] ja  $f_{pd}$  on jänneteräksen mitoitusvetolujuus [MPa].

#### 4.7.4 Teräksen ja betonin jännitysten rajoittaminen alussa

Standardi SFS-EN 1992 (2015, s. 76-77) rajoittaa jänneteräksen alkujännityksen arvoon

$$\sigma_{p.max} = \min \begin{cases} 0,8f_{pk} \\ 0,9f_{p0.1k} \end{cases} \quad (40)$$

ja jänneterästen jännityksen heti välittömien jännehäviöiden tai jännevoiman siirron jälkeen arvoon

$$\sigma_{pm0.max} = \min \begin{cases} 0,75f_{pk} \\ 0,85f_{p0.1k} \end{cases}, \quad (41)$$

missä  $f_{p0.1k}$  on 0,1 % venymää vastaava vetolujuuden ominaisarvo.

Betonin lujuuden jännittämishetkellä edellytetään olevan vähintään jännittämismenetelmän valmistajan ETA-hyväksynnän mukainen.

Standardi SFS-EN 1992 (2015, s. 76) rajoittaa betonijännityksen arvoon

$$\sigma_c = 0,6f_{ck}(t_0), \quad (42)$$

missä  $f_{ck}(t_0)$  on betonin puristuslujuus jännittämishetkellä [MPa].

## 4.8 Häviöt

Leskelän (2008, s. 611) mukaan jänneteräksiin luotu alkujännitys ei säily vakiona koko rakenteen käyttöikä. Alkujännitys alkaa laskea välittömästi jännittämisen jälkeen. Ilmiötä kutsutaan jännityshäviöksi. Häviöön vaikuttavat rakenteen muodonmuutostila sekä betonin ja teräksen ominaisuudet.

Jännityshäviöt jaetaan välittömiin ja ajasta riippuviin häviöihin. Nimensä mukaisesti välittömät häviöt alkavat heti, kun punos jännitetään ja niiden katsotaan päättyvän, kun

jännitys on siirretty betoniin (kimmoinen puristuma, kitkahäviö ja liukuma). Ajasta riippuviin häviöihin vaikuttavat kulunut aika ja materiaalien ominaisuudet (viruma ja kutistuma). Heti jännittämisen siirron jälkeen teräksen relaksaatio on ajasta riippuvaa häviötä.

#### 4.8.1 Kimmoinen puristuma

Kun betoniin kohdistetaan puristava jännevoima, alkaa betoni puristua kokoon kimmoisasti.

Standardin SFS-EN 1992 (2015, s. 78) mukaan voiman häviö kimmoisasta kokoonpuristumasta saadaan yhtälöstä

$$\Delta P_{el} = A_p E_p \sum \left( \frac{j \Delta \sigma_c(t)}{E_{cm}(t)} \right), \quad (43)$$

missä  $A_p$  on jännepunoksen pinta-ala [mm<sup>2</sup>],  $E_p$  on jänneteräksen kimmokerroin [MPa],  $j$  on jänneterästen jännitysjärjestyksestä riippuva kerroin,  $\Delta \sigma_c(t)$  on jännitys betonissa jänneterästen pintakeskiössä heti jännittämishetken jälkeen [MPa],  $E_{cm}$  on betonin kimmokerroin [MPa] ja parametri  $t$  viittaa tarkasteluhetkeen.

Parametri  $j$  saadaan yhtälöstä

$$j = \frac{n - 1}{2n}, \quad (44)$$

missä  $n$  on peräkkäin jännitettyjen jänneterästen määrä.

#### 4.8.2 Kitkahäviö

Leskelän (2008, s. 618-619) mukaan kitkahäviö syntyy ankkurijännerakenteessa janteen pituus ja kaarivaikutuksesta. Pituusvaikutus syntyy suorassa janteessa janteen ja sitä ympäröivän materiaalin välillä. Kaarivaikutus syntyy janteisiin, kun jänne on asennettu kaarevasti rakenteeseen ja janteen suunta muuttuu.

Eurooppalaisen teknisen arvioinnin ETA-05-0123 (2018 A, s. 12) mukaan jännevoiman funktio kitkahäviöstä saadaan yhtälöstä

$$P_x(x) = P_0 e^{-\mu(\alpha+k+x)}, \quad (45)$$

missä  $P_0$  on jännevoima alussa [kN], kun  $x=0$  [m],  $\mu$  on kitkakerroin,  $\alpha$  on ankkurijänteen suunnan muutosten summa [rad],  $k$  on häviön pituusvaikutuksen huomioiva aaltoisuusluku ja  $x$  on jänneterästä pitkin mitattu etäisyys [m] kohdasta, jossa jännevoima on  $P_0$ .

#### 4.8.3 Ankkurointihäviö

Ankkureiden päät on kiinnitetty jänneteräkseen patentoiduilla kiiloilla. Ankkurointi pääsee aina liukumaan jännitettäessä terästä. Lisäksi ankkurointihäviötä aiheuttavat ankkurin toiminta ja itse ankkurissa tapahtuva muodonmuutos.

Suomen betoniyhdistyksen (2017, s. 23) mukaan ankkurointiliukuman jännityshäviö saadaan yhtälöstä

$$\Delta P = 2\Delta_p w, \quad (46)$$

missä  $\Delta_p = (P_{\max} - P_{(l)})/l$  on kitkasta johtuva keskimääräinen jännityshäviö [N/mm]. Jännevoimaa [N] passiivipäässä kitkahäviöiden jälkeen kuvaa parametri  $P_{(l)}$  ja  $P_{\max}$  on jännitysvoima [N] alussa. Ankkurointiliukuman vaikutuspituus kuvataan suureella  $w$  [mm] ja  $l$  on jänneteräksen kokonaispituus [mm].

Ankkurointiliukuman vaikutuspituus [mm] saadaan yhtälöstä

$$w = \sqrt{\frac{\Delta_{slip} E_p A_p}{\Delta_p}}, \quad (47)$$

missä  $\Delta_{slip}$  on ankkurointiliukuma [mm].

#### 4.8.4 Kutistuma

Leskelän (2008, s. 41) mukaan kutistuma on betonin materiaaliominaisuus. Kokonaiskutistuma muodostuu sisäisestä kutistumasta ja kuivumiskutistumasta. Sisäinen kutistuma kehittyy kovettumisen aikana ja sisältää sementin hydrotaatiosta aiheutuvan kemiallisen kutistuman ja karbonatisaatiokutistuman. Kuivumiskutistuma muodostuu hitaasti käyttöiän kehittyessä.

Standardin SFS-EN 1992 (2015, s. 33-34) mukaan kokonaiskutistuma saadaan kaavalla

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{ca} + \varepsilon_{cd}, \quad (48)$$

missä  $\varepsilon_{ca}$  on sisäinen kutistuma ja  $\varepsilon_{cd}$  on kuivumiskutistuma.

Sisäinen kutistuma ajan hetkellä  $t$  saadaan kaavasta

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t)\varepsilon_{ca}(\infty), \quad (49)$$

missä  $\beta_{as}(t) = 1 - \exp(-0,2t^{0.5})$  on ajan huomioiva kerroin ja  $\varepsilon_{ca}(\infty) = 2,5(f_{ck} - 10)10^{-6}$  edustaa sisäistä kutistumaa lopussa.

Kuivumiskutistuma saadaan kaavasta

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s)k_h\varepsilon_{cd,0}. \quad (50)$$

missä kerroin  $\beta_{ds}(t, t_s)$  riippuu ajasta,  $k_h$  huomioi muunnetun paksuuden taulukon 8 mukaan ja  $\varepsilon_{cd,0}$  on kuivumiskutistuman perusyhtälö.

Kerroin  $\beta_{ds}(t, t_s)$  saadaan yhtälöstä

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{t - t_s}{t - t_s + 0,04\sqrt{h_0^3}}, \quad (51)$$

missä  $t$  on tarkasteluhetki [vrk] ja  $t_s$  on aika [vrk], jolloin kuivumiskutistuma alkaa. Muunnettua paksuutta [mm] kuvaava parametri  $h_0$  määräytyy kaavasta  $h_0 = 2A_c/u$ , missä

$A_c$  on poikkileikkauksen pinta-ala [mm<sup>2</sup>] ja  $u$  kuivumiselle alttiin poikkileikkauksen osan piiri [mm].

Kuivumiskutistuman perusyhtälö saadaan kaavalla

$$\varepsilon_{cd,0} = 0,85 \left( (220 + 110\alpha_{ds1}) e^{-\frac{\alpha_{ds2}f_{cm}}{f_{cm0}}} \right) 10^{-6} \beta_{RH}, \quad (52)$$

missä  $\alpha_{ds1}$  ja  $\alpha_{ds2}$  ovat sementin tyypistä riippuvat kertoimet taulukon 9 mukaan,  $f_{cm}$  on betonin keskimääräinen puristuslujuus [MPa],  $f_{cm0}=10$  MPa ja  $\beta_{RH}$  on suhteellisesta kosteudesta riippuva kerroin.

Suhteellisesta kosteudesta riippuva kerroin saadaan yhtälöstä

$$\beta_{RH} = 1,55 \left( 1 - \left( \frac{RH}{RH_0} \right)^3 \right), \quad (53)$$

missä  $RH$  on ympäristön suhteellinen kosteus [%] ja  $RH_0=100$  %.

Taulukko 8.  $k_h$ -arvot standardin SFS-EN 1992 (2015, s. 33) mukaan.

$h_0$	$k_h$
100	1
200	0,85
300	0,75
$\geq 500$	0,75

Taulukko 9.  $\alpha_{ds}$  – kertoimet standardin SFS-EN 1992 (2015, s. 199).

sementtityyppi	$\alpha_{ds1}$	$\alpha_{ds2}$
Slow <i>S</i>	3	0,13
Normal <i>N</i>	4	0,12
Rapid <i>R</i>	6	0,11

#### 4.8.5 Viruma

Leskelän (2008, s. 44-45) mukaan betonin virumaan vaikuttavat betonin sisäiset ja ulkoiset tekijät. Sisäiset tekijät ovat kapillaarihuokoisuus ja vesi-sementtisuhde. Ulkoiset tekijät ovat ympäristön suhteellinen kosteus ja betonin ikä kuormituksen alkaessa. Myös kappaleen koko vaikuttaa virumaan ohuiden kappaleiden viruessa enemmän kuin paksut. Viruminen ei periaatteessa pysähdy koskaan, vaan jatkuu äärettömään lähestyen nollaa. Käytännössä viruman kuitenkin katsotaan saavuttaneen loppuarvonsa 70 vuodessa. Virumisesta on hyötyä ja haittaa rakenteelle aiheuttaen kappaleessa jännityshuippujen tasaantumista, jännitysten uudelleen jakaantumista, taipumien kasvua ja jännityshäviötä.

Leskelän (2008, s. 45) mukaan virumaa kuvataan laskennallisesti virumaluvulla  $\varphi(t, t_0)$ . Virumaluku kuvaa virumamuodonmuutoksen suhdetta jännityksen aiheuttamaan lyhytaikaiseen muodonmuutokseen. Kokonaismuodonmuutos on  $(1 + \varphi(t, t_0))$  –ertainen lyhytaikaiseen muodonmuutokseen verrattuna.

Standardin SFS-EN 1992 (2015, s. 197) mukaan virumaluku määritetään yhtälöllä

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \beta_c(t, t_0), \quad (54)$$

missä  $\varphi_0$  on nimellisen virumaluvun likiarvo ja  $\beta_c(t, t_0)$  on kerroin, joka huomioi virumisen kehittymisen ajan myötä  $t$  [vrk].

Nimellinen virumaluku saadaan yhtälöstä

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \beta(f_{cm}) \beta(t_0), \quad (55)$$

missä  $\varphi_{RH}$  on suhteellisen kosteuden huomioiva kerroin,  $\beta(f_{cm})$  kuvaa betonin lujuutta ja  $\beta(t_0)$  huomioi betonin kuormittamisen alkamisajan.

Suhteellinen kosteus huomioidaan betonin lujuudesta riippuen yhtälöillä

$$\varphi_{RH} = \begin{cases} 1 + \frac{1 - RH/100}{0,1\sqrt[3]{h_0}}, & \text{kun } f_{cm} \leq 35 \text{ MPa} \\ \left(1 + \frac{1 - RH/100}{0,1\sqrt[3]{h_0}} \alpha_1\right) \alpha_2, & \text{kun } f_{cm} > 35 \text{ MPa} \end{cases} \quad (56)$$

missä  $\alpha$ -kertoimet ovat  $\alpha_1 = (35/f_{cm})^{\exp 0,7}$  ja  $\alpha_2 = (35/f_{cm})^{\exp 0,2}$ .

Betonin lujuus huomioidaan yhtälöllä

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16,8}{\sqrt{f_{cm}}}. \quad (57)$$

Kerroin kuormittamisen alkamisajalle saadaan yhtälöllä

$$\beta(t_0) = \frac{1}{0,1 + t_0^{0,2}}, \quad (58)$$

missä parametri  $t_0$  on betonin ikä [vrk] kuormituksen alkaessa.

Kuormitusikää korjataan sementtityypin mukaan tarvittaessa kaavalla

$$t_0 = t_{0,T} \left( \frac{9}{2 + t_{0,T}^{1,2} + 1} \right)^\alpha \geq 0,5, \quad (59)$$

missä  $t_{0,T}$  on lämpötilan huomioiva kerroin, mikäli lämpötilan vaikutus huomioidaan ja  $\alpha$ -potenssi saadaan taulukosta 10.

Virumisen kehittyminen ajan myötä huomioidaan yhtälöllä

$$\beta_c(t, t_0) = \left( \frac{t - t_0}{\beta_H + t - t_0} \right)^{0,3}, \quad (60)$$

missä  $\beta_H$  on suhteellisen kosteuden ja poikkileikkauksen muunnetun paksuuden huomioiva kerroin.



Parametri  $\beta_H$  riippuu betonin keskimääräisestä puristuslujuudesta ja määritetään yhtälöillä

$$\beta_H = \begin{cases} 1,5(1 + (0,012RH)^{18})h_0 + 250 \leq 1500, \text{ kun } f_{cm} \leq 35 \\ 1,5(1 + (0,012RH)^{18})h_0 + 250\alpha_3 \leq 1500, \text{ kun } f_{cm} \leq 35 \end{cases} \quad (61)$$

missä kerroin  $\alpha_3 = (35/f_{cm}) \exp 0,5$ .

Taulukko 10.  $\alpha$  - kertoimet sementtityypistä riippuen standardin SFS-EN 1992 (2015, s. 198) mukaan.

sementtityyppi	$\alpha$
Slow <i>S</i>	-1
Normal <i>N</i>	0
Rapid <i>R</i>	1

Jännitetyissä rakenteissa esiintyy yleisesti suuria puristusjännityksiä. Standardin SFS-EN 1992 (2015, s. 31) mukaan betonin puristusjännityksen ylittäessä iässä  $t_0$  arvon  $0,45f_{ck}(t_0)$ , on huomioitava viruman epälineaarisuus.

Standardin SFS-EN 1992 (2015, s. 31) mukaan epälineaarinen virumaluku määritetään kaavalla

$$\varphi_{nl}(\infty, t_0) = \varphi(\infty, t_0) e^{(1,5(k_\sigma - 0,45))}, \quad (62)$$

missä  $\varphi(\infty, t_0)$  on lineaarinen virumaluku käyttöiän lopussa ja  $k_\sigma = \sigma_c / f_{ck}(t_0)$  kuvaa jännityksen ja lujuuden välistä suhdetta.

#### 4.8.6 Relaksaatio standardin SFS-EN 1992 mukaan

Kun jänneteräkseen kohdistetaan janteen suuntainen vetävä vakiovoima, syntyy teräkseen venymä ja jännitys. Leskelän (2008, s.613-614) mukaan teräksessä oleva jännitys ei pysy alkujännitystilassa, vaan teräsjännitys alkaa pienentymään ajan kuluessa. Tätä ilmiötä kutsutaan relaksaatioksi. Vastaavasti venymän muutosta kutsutaan virumaksi. Teräksen relaksaatioon vaikuttavat teräksen laatu, jännitys ja lämpötila. Lämpötilan vaikutus relaksaatioon on otettava huomioon, kun lämpötila ylittää 40 °C.

Esim. elementtitehtaat saattavat nopeuttaa muottikiertoa lämpökäsittelmällä elementtejä korkeissa lämpötiloissa.

Standardin SFS-EN 1992 (2015, s. 42-43) mukaan relaksaatiohäviö voidaan huomioida kahdella tavalla. Relaksaatio voidaan ottaa huomioon tuotteen valmistajien määrittämistä koetodistuksista tai määrittämällä jännityksen muutos prosenttiosuutena jännittämishetkellä vallitsevasta jännityksestä eurokoodin kaavoilla.

Tarkastellaan jänneteräksen relaksaatiota tilanteessa, jossa jänneteräksen muodonmuutokseen ei synny epäjatkuvuutta esim. mahdollisesta kimmoisasta lyhenemisestä. Standardin SFS-EN 1992 (2015, s. 42) kaavojen perustana on arvo  $\rho_{1000}$ , joka ilmaisee teräksen 1000 tunnin relaksaatiohäviöoletuksen prosentteina 20 °C lämpötilassa, teräksen alkujännityksen ollessa 70 % jänneteräksen koekappaleiden todellisesta vetolujuudesta. Eurokoodi jakaa teräkset kolmeen luokkaan riippuen viruman suuruudesta. 1000 tunnin relaksaatiohäviöt prosentteina luokkien mukaan on esitetty taulukossa 11.

Taulukko 11.  $\rho_{1000}$  – arvot ja relaksaatioluokat standardin SFS-EN 1992 (2015, s. 42) mukaan.

relaksaatioluokka	$\rho_{1000}$ (%)
Luokka 1 lanka tai punos - tavanomainen relaksaatio	8
Luokka 2 lanka tai punos - pieni relaksaatio	2,5
Luokka 3 kuumavalssatut ja muokatut tangot	4

Standardin SFS-EN 1992 (2015, s. 43) mukaan relaksaatioluokkia vastaavat yhtälöt relaksaatiohäviön määrittämiseksi ovat

$$\frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} = 5,39\rho_{1000}e^{6,7\mu}\left(\frac{t}{1000}\right)^{0,75(1-\mu)}10^{-5}, \text{ luokassa 1,} \quad (63)$$

$$\frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} = 0,66\rho_{1000}e^{9,1\mu}\left(\frac{t}{1000}\right)^{0,75(1-\mu)}10^{-5}, \text{luokassa 2} \quad (64)$$

ja

$$\frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} = 1,98\rho_{1000}e^{8\mu}\left(\frac{t}{1000}\right)^{0,75(1-\mu)}10^{-5}, \text{luokassa 3,} \quad (65)$$

missä  $\Delta\sigma_{pr}$  on jännityksen relaksaatiohäviöiden itseisarvo [MPa],  $\sigma_{pi}$  on ankkurijänteillä  $\sigma_{pi}=\sigma_{pm0}$  ja tartuntajänteillä suurin jänteeseen laukaistu vetojännitys [MPa] vähennettynä jännittämisen aikaisilla välittömällä jännityshäviöillä [MPa],  $t$  kuvaa jännittämisen jälkeistä aikaa [h],  $\mu=\sigma_{pi}/f_{pk}$  on vetojännityksen ja jänneteräksen ominaislujuuden suhde ja  $\rho_{1000}$  ilmaisee 1000 tunnin aikana tapahtuvaa relaksaatiohäviötä [%] lämpötilan ollessa 20 °C.

Kaavoista voidaan päätellä, että jännityshäviö teräksen relaksaatiosta voidaan teoreettisesti arvioida tunnin tarkkuudella missä tahansa kohtaa käyttöiän aikana. Näin ollen syöttämällä kaavaan  $t=1000$ , pitäisi vastauksena saada hyvin lähelle tuhannen tunnin relaksaatiokokeen arvoa  $\rho_{1000}$ . Näin ei kuitenkaan juuri koskaan ole, koska kaavassa on toinenkin muuttuja  $\mu$ , joka kuvaa jännittämishetkellä vallitsevan jännityksen ja jänneteräksen vetolujuuden ominaisarvon suhdetta. Eli kaavojen mukaan tuhannen tunnin relaksaatiota vastaavat arvot toteutuvat vain yhdellä  $\mu$ :n arvolla. Tämä arvo voidaan ratkaista yksinkertaisesti merkitsemällä  $\Delta\sigma_{pr}/\sigma_p=\rho_{1000}$ ,  $t$ :n ollessa 1000 ja ratkaisemalla tuntematon  $\mu$ . Arvot  $\mu$ :lle 1000 tunnille on esitetty taulukossa 12.

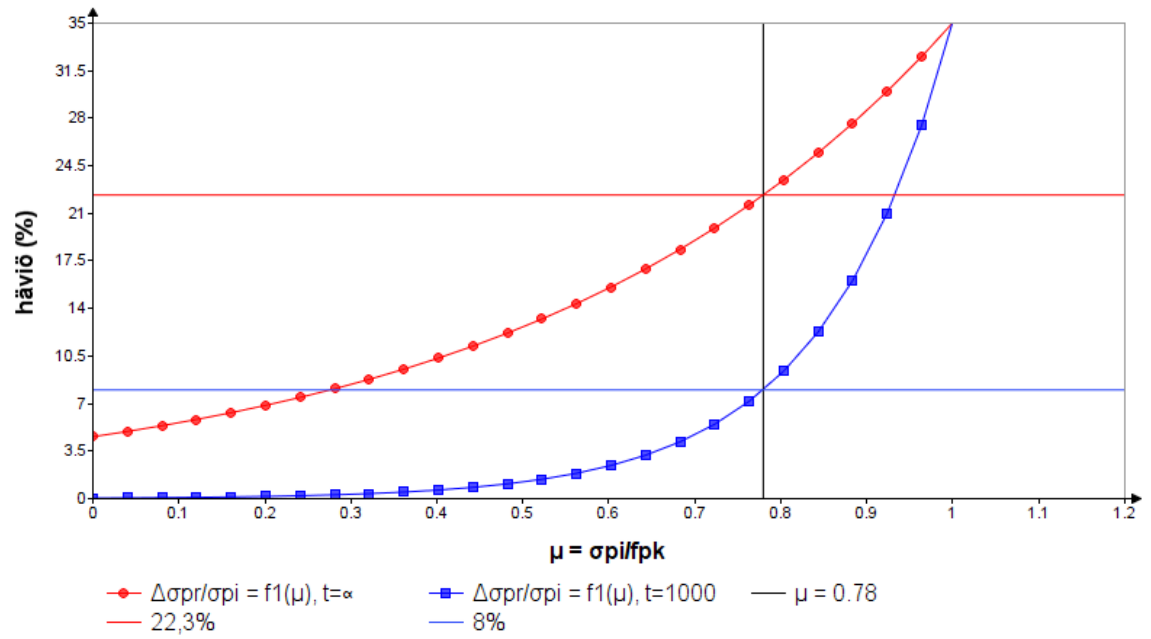
Taulukko 12.  $\mu$  - arvot 1000 tunnin relaksaatiolle.

relaksaatioluokka	$\mu = \sigma_{pi}/f_{pk}$
Luokka 1 $\frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} = 5,39 \cdot 8e^{6,7\mu} \left(\frac{1000}{1000}\right)^{0,75(1-\mu)} 10^{-5} = 8 \% = \rho_{1000}$	0,779584
Luokka 2 $\frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} = 0,66 \cdot 2,5e^{9,1\mu} \left(\frac{1000}{1000}\right)^{0,75(1-\mu)} 10^{-5} = 2,5 \% = \rho_{1000}$	0,804755
Luokka 3 $\frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} = 1,98 \cdot 4e^{8\mu} \left(\frac{1000}{1000}\right)^{0,75(1-\mu)} 10^{-5} = 4 \% = \rho_{1000}$	0,778082

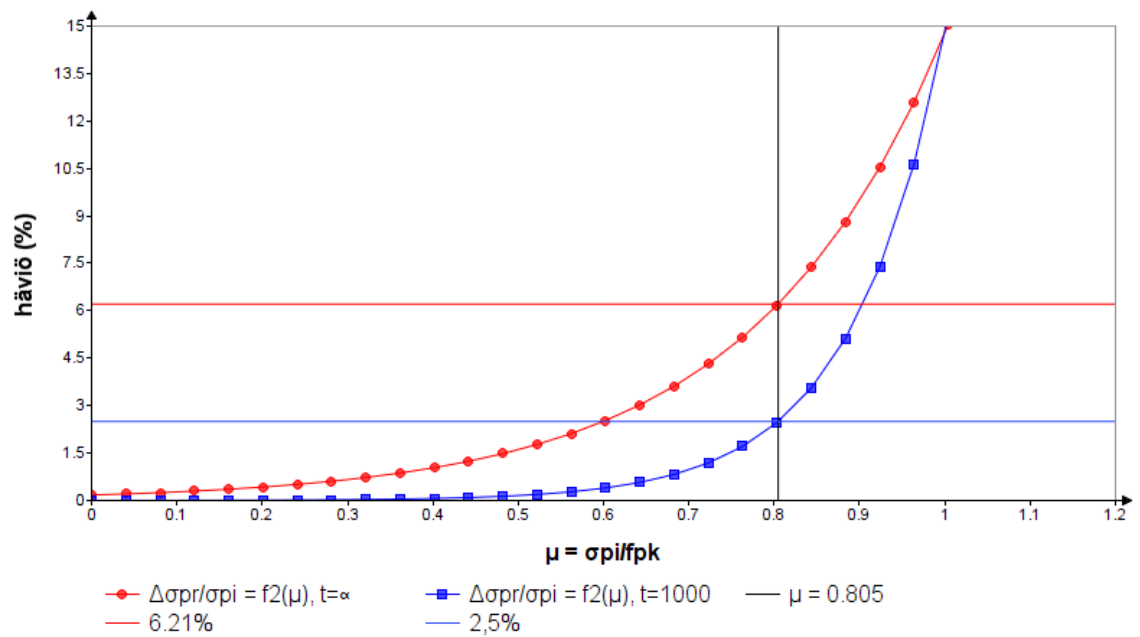
Kaikki muut  $\mu$ :n arvot johtavat poikkeamaan verrattaessa relaksaatiohäviötä arvoon  $\rho_{1000}$ . Tämä aiheuttaa ristiriitaisuuden tuhannen tunnin relaksaation laskennassa kaavoilla (63), (64) ja (65) verrattuna 1000 h relaksaatiokokeen arvoon. Käytännössä siis kaavalla laskettu 1000 h relaksaatio ei täsmää arvoon  $\rho_{1000}$ .

Rakenteen mitoituksessa suurin merkitys on relaksaatiohäviön pitkäaikaisella loppuarvolla, joka lasketaan eurokoodin mukaan 500 000 tunnille. Koska kaava pitkäaikaiselle häviölle on sama, niin  $\mu$ :n arvo vaikuttaa samaan tapaan kuin 1000 tunnille relaksaatiohäviön loppuarvon laskennassa. Relaksaatiohäviön eksponentiaalinen nousu ei kuitenkaan ole yhtä jyrkkä 500 000 tunnille kuin 1000 tunnille. Tämä voidaan havaita kuvista 5,6 ja 7.

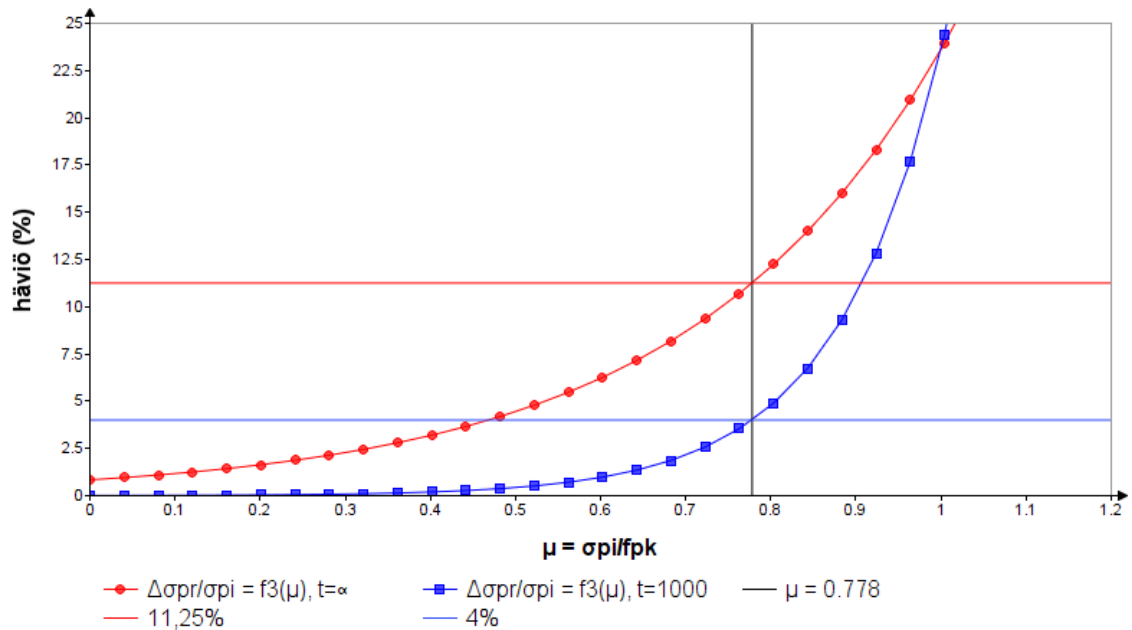
Selvennetään tilannetta tekemällä relaksaatiokaavoista funktiot, joiden muuttujana on  $\mu$ . Merkitään  $\Delta\sigma_{pr}/\sigma_{pi} = f(\mu)$  ja piirretään relaksaatiofunktio  $t$ :n arvoilla  $t=1000$  h ja  $t=500\,000$  h  $\rightarrow \infty$ . Kuvissa 5,6 ja 7 on esitetty relaksaatiofunktio luokissa 1,2 ja 3.



Kuva 5. Relaksaatiofunktiot luokassa 1.



Kuva 6. Relaksaatiofunktiot luokassa 2.



Kuva 7. Relaksaatiofunktiot luokassa 3.

Kuvaajat siis kertovat suoraan relaksaatiohäviön, kun  $\mu$ :n arvo on laskettu. Kuvaajista nähdään, että relaksaatio kasvaa kaikissa relaksaatioluokissa eksponentiaalisesti alkujännityksen lähestyessä jänneteräksen vetolujuuden ominaisarvoa. Eurokoodin mukaan tarkasteltuna alkujännityksellä on suurin merkitys relaksaatiohäviön muodostumisessa.

Seuraava ongelma on, että taulukossa 12 esitettyjä  $\mu$ :n arvoja ei pystytä käytännössä saavuttamaan, koska eurokoodi rajoittaa alkujännityksen kohdan 4.7.4 mukaan. Havainnollistetaan tilannetta kahdella esimerkillä.

Esimerkissä 1 valitaan jänneteräs eurooppalaisen teknisen arvioinnin ETA-05-0123 (2018a, s. 75) mukaan luokasta 3 (kuumavalssatut ja muokatut tangot), jonka halkaisija on 32 mm, pinta-ala  $S_n=804 \text{ mm}^2$ , vetolujuus  $f_{pk}=1050 \text{ MPa}$ , 0,1 venymäraja  $F_{p0,1}=760 \text{ kN}$ , venymärajan jännitys  $f_{p0.1k}=F_{p0,1}/S_n=94,274 \text{ MPa}$ .

Jännitetään jänneteräs standardin SFS-EN 1992 (2015, s. 77) sallimaan maksimijännitykseen jännevoiman siirron jälkeen

$$\sigma_{pm0.lk3} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,75 \cdot f_{pk} \\ 0,85 f_{p0.1k} \end{array} \right. = 787,5 \text{ MPa} \quad (66)$$

ja lasketaan alkujännityksen ja jänneteräksen vetolujuuden suhde

$$\mu_{32mm} = \frac{\sigma_{pm0.lk3}}{f_{pk}} = 0,75. \quad (67)$$

Huomataan, että  $\mu_{32mm} < 0,778$ , joten maksimijännitykselläkään emme saavuta taulukon 12  $\mu$ :n arvoa.

Lasketaan vielä relaksaatiohäviöt tuhannelle tunnille kaavan (65) mukaan

$$\frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} = 1,98 \cdot 4e^{8 \cdot 0,75} \left( \frac{1000}{1000} \right)^{0,75(1-0,75)} 10^{-5} = 3,195 \% \quad (68)$$

ja 500 000 tunnille

$$\frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} = 1,98 \cdot 4e^{8 \cdot 0,75} \left( \frac{500000}{1000} \right)^{0,75(1-0,75)} 10^{-5} = 10,246 \% \quad (69)$$

Esimerkissä 2 valitaan jänneteräs eurooppalaisen teknisen arvioinnin ETA-13-0815 (2018b, s. 54) mukaan luokasta 2 (lanka tai punos – pieni relaksaatio), jonka halkaisija on 15,7 mm, pinta-ala  $S_n=150 \text{ mm}^2$ , vetolujuus  $f_{pk}=1860 \text{ MPa}$ , 0,1 venymäraja  $F_{p0,1}=246 \text{ kN}$ , venymärajan jännitys  $f_{p0.1k}=F_{p0,1}/S_n=1640 \text{ MPa}$ .

Jännitetään jänneteräs standardin SFS-EN 1992 (2015, s. 77) sallimaan maksimijännitykseen jännevoiman siirron jälkeen

$$\sigma_{pm0.lk2} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,75 \cdot f_{pk} \\ 0,85 f_{p0.1k} \end{array} \right. = 1394 \text{ MPa} \quad (70)$$

ja lasketaan alkujännityksen ja jänneteräksen vetolujuuden suhde

$$\mu_{15,7mm} = \frac{\sigma_{pm0.lk2}}{f_{pk}} = 0,749. \quad (71)$$

Huomataan jälleen, että  $\mu_{15,7\text{mm}} < 0,8047$ , eli maksimijännitykselläkään emme saavuta taulukon 12  $\mu$ :n arvoa tuhannen tunnin relaksaatiohäviöoletukselle.

Lasketaan vielä relaksaatiohäviöt tuhannelle tunnille kaavan (65) mukaan

$$\frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} = 1,98 \cdot 4e^{8 \cdot 0,749} \left(\frac{1000}{1000}\right)^{0,75(1-0,749)} 10^{-5} = 1,512 \% \quad (72)$$

ja 500 000 tunnille

$$\frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} = 1,98 \cdot 4e^{8 \cdot 0,749} \left(\frac{500000}{1000}\right)^{0,75(1-0,749)} 10^{-5} = 4,859 \% \quad (73)$$

Vertaamalla esimerkissä 1 kaavalla (65) laskettua relaksaatiohäviötä teräksen maksimijännityksellä 1000 tunnin relaksaatiohäviöoletukseen  $\rho_{1000}$ , huomataan eron olevan  $4 \% - 3,195 \% = 0,805 \%$  ja esimerkissä 2 vastaava ero kaavalla (64) laskettuna on  $2,5 \% - 1,512 \% = 0,988 \%$ . Mikäli teräksen alkujännitystä alussa pienennetään, niin ero kasvaa entisestään. Näin ollen näyttäisi, että eurokoodin kaavoilla laskettu 1000 tunnin relaksaatio ei täsmää koskaan relaksaatiohäviöoletukseen  $\rho_{1000}$ .

Koska laskennallisessa relaksaatiossa on havaittu epä johdonmukaisuutta, on tarpeen tarkastella jänneteräksen todellista relaksaatiota tarkemmin. Erään jänneteräksen käyttöselosteen (Suomen Betoniyhdistys 2014, s. 3) mukaan jänneteräkselle Y1860S7-15,7-R1 on saatu koevedossa keskiarvoinen murtolujuus  $f_p=1958$  MPa, kun koekappaleita on ollut 292 kpl. Lasketaan relaksaatio tuhannelle tunnille koevertojen perusteella. Alkujännityksenä käytetään  $\sigma_{pm0}=0,7f_p=1370,6$  MPa, jolloin  $\mu=\sigma_{pm0}/f_p=0,7$ . Voimme taas todeta, että  $\mu < 0,8047$ , eli kaavalla (64) laskettu relaksaatio tuhannelle tunnille ei saavuta relaksaatiohäviöoletusta  $\rho_{1000}$  (2,5 %) todellisella murtolujuudella laskettuna. Kaavan (64) mukaan laskettu tarkka-arvo relaksaatiohäviöksi, teräksen todellisella murtolujuudella ja 70 % jännityksellä, saadaan 0,964 %, kun  $t=1000$  h. Todellisilla arvoilla laskettuna relaksaatiohäviö tuhannelle tunnille on siis ominaislujuuksilla laskettua arvoa pienempi.



Ruotsista Hjulsbro Steel Ab yrityksestä toimitettiin tätä diplomityötä varten jänneterästen relaksaatiokokeiden raportteja tuhannen tunnin relaksaatiokokeista relaksaatioluokassa 2. Relaksaatiokokeiden tulokset on esitetty taulukossa 13. Taulukossa 14 on laskettu relaksaatiohäviöt tuhannelle tunnille käyttäen kaavaa (64) ja laskentaparametreinä relaksaatiokokeiden tuloksia ja standardin SFS-EN 1992 mukaista relaksaatiohäviöoletusta taulukon 11 mukaan.

Taulukko 13. Hjulsbro Steel relaksaatiokokeiden tulokset.

sarake rivi		1	2	3	4	5	6	7	8	9
A	Teräs Y1860S7	$f_{pk}$	otanta (kpl)	D (mm)	Ala (mm <sup>2</sup> )	$t$ (h)	$f_p$	1000 h mitatun relaksaation $\rho_{1000,tot}$ keskiarvo (%)	1000 h mitatun relaksaation $\rho_{1000,tot}$ max (%)	1000 h mitatun relaksaation $\rho_{1000,tot}$ min (%)
B		1860	6	15,7	150,9	1000	1901,15	1,26	2,03	0,93
C		1860	11	12,5	94	1000	1991,97	1,05	1,44	0,81
D		1860	3	9,3	51,9	1000	1997,43	1,02	1,19	0,93
E	koko otannasta		20					1,109	2,03	0,81

Taulukko 14. Relaksaatiohäviön laskenta standardin SFS-EN 1992 mukaan.

sarake rivi	10	11	12	13	14
A	SFS-EN (64) laskettu arvoista $f_p$ , $\rho_{1000,tot}$ ja $\mu=(0,7 \cdot F_M)/f_p$	SFS-EN (64) relaksaatio laskettu arvoista $f_p$ , $\rho_{1000}$ (2,5) ja $\mu=(0,7 \cdot F_M)/f_p$	SFS-EN (64) relaksaatio laskettu arvoista $f_{pk}$ , $\rho_{1000,tot}$ ja $\mu=\sigma_{pm,0}/f_{pk}$	SFS-EN (64) relaksaatio laskettu arvoista $f_{pk}$ , $\rho_{1000}$ ja $\mu=\sigma_{pm,0}/f_{pk}$	SFS-EN $\rho_{1000}$
B	0,49	0,96	0,77	1,52	2,5
C	0,40	0,97	0,64	1,52	2,5
D	0,41	0,99	0,62	1,52	2,5
E	0,43	0,97	0,67	1,52	2,5

Taulukosta 13 nähdään, että todellinen relaksaatio tuhannelle tunnille punoksesta riippumatta on ollut keskiarvoisesti 1,109 %, maksimi arvon ollessa 2,03 % ja miniarvon 0,81 %. Relaksaatio on siis ollut koko otannassa alle standardin SFS-EN 1992 (2015, s. 42) mukaisen  $\rho_{1000}$  arvon 2,5 %. Maksimiarvo kuitenkin lähenee ko. arvoa.

Taulukossa 14 on laskettu relaksaatiohäviöt kaavalla (64), käyttäen parametreinä saatuja koetuloksia ja standardin SFS-EN 1992 (2015, s. 42) arvoja. Sarakkeessa 10 parametreinä on käytetty punoksen todellista murtolujuutta  $f_p$ ,  $\rho_{1000.tot}$  eli toteutunutta tuhannen tunnin relaksaation keskiarvoa ja  $\mu=(0,7 \cdot F_M)/f_p$  eli alkujännitys (70 % punoksen todellisesta murtolujuudesta) jaettuna punoksen todellisella murtolujuudella.

Sarakkeessa 11 parametreinä on käytetty punoksen todellista murtolujuutta  $f_p$ ,  $\rho_{1000}$  eli tuhannen tunnin relaksaatiohäviöoletusta (2,5 %) ja  $\mu=(0,7 \cdot F_M)/f_p$  eli alkujännitys (70 % punoksen todellisesta murtolujuudesta) jaettuna punoksen todellisella murtolujuudella.

Sarakkeessa 12 parametreinä on käytetty punoksen teoreettista murtolujuutta  $f_{pk}$ ,  $\rho_{1000.tot}$  eli toteutunutta tuhannen tunnin relaksaation keskiarvoa ja  $\mu=\sigma_{pm.0}/f_{pk}$  eli alkujännitys (kaavan (41) mukaan) jaettuna punoksen teoreettisella murtolujuudella.

Sarakkeessa 13 parametreinä on käytetty punoksen teoreettista murtolujuutta  $f_{pk}$ ,  $\rho_{1000}$  eli tuhannen tunnin relaksaatiohäviöoletusta (2,5 %) ja  $\mu=\sigma_{pm.0}/f_{pk}$  eli alkujännitys (kaavan (41) mukaan) jaettuna punoksen teoreettisella murtolujuudella.

Sarakkeessa 14 on esitetty jo useaan kertaan mainittu standardin SFS-EN 1992 (2015, s. 42) relaksaatiohäviöoletus tuhannelle tunnille relaksaatioluokassa 2.

Mikään taulukoissa esitetty laskutapa ei saavuta relaksaatiohäviöoletuksen  $\rho_{1000}=2,5$  % arvoa. Ainoastaan sarakkeessa 13 laskettu relaksaatiohäviön arvo (1,52 %) ylittää todellisen keskiarvoisen relaksaatiohäviön (1,109 %), mutta ei saavuta yksittäistä maksimi arvoa (2,03 %). Periaatteessa on mahdollista, että vähän punoksia sisältävä rakenne punostetaan saman tuotantosarjan punoksella, jonka todellinen relaksaatio lähenee relaksaatioluokan ylärajaa (2,5 %), jolloin laskettu arvo ainakin 1000 tunnille jää alle todellisen relaksaatiohäviöarvon.

Eurokoodin sanatarkka muoto on seuraava.

*”(5) Jänneteräksen relaksaatiohäviöiden mitoituslaskelmissa käytetään perustana arvoa  $\rho_{1000}$ , joka osoittaa jännittämisen jälkeen 1 000 tunnin aikana tapahtuvaa*

*relaksaatiohäviötä (%) lämpötilan ollessa keskimäärin 20 °C (ks. standardista EN 10138 isothermisen relaksaatiotestin määritelmää).*

*HUOM. Relaksaatiohäviön arvo  $\rho_{1000}$  ilmaistaan prosentteina alkujännityksestä ja se mitataan alkujännitykselle, jonka suuruus on  $0,7f_p$ , missä  $f_p$  on jänneteräskoekappaleiden todellinen vetolujuus. Mitoituslaskelmissa käytetään vetolujuuden ominaisarvoa ( $f_{pk}$ ) ja tämä on otettu huomioon seuraavissa kaavoissa.*

*(6) Relaksaatiohäviön  $\rho_{1000}$  arvoiksi voidaan joko olettaa 8 % luokassa 1, 2,5 % luokassa 2 ja 4 % luokassa 3 tai ne saadaan koetodistuksesta.” (SFS-EN 1992 2015, s. 42)*

Tässä työssä eurokoodia tulkitaan tältä osin siten, että eurokoodi sallii käytettävän relaksaatiohäviön laskennassa (SFS-EN 1992 kaavoilla) taulukon 14 sarakkeiden 12 ja 13 mukaista laskentaa relaksaatiohäviölle. Parametreinä tämä tarkoittaisi teoreettista jänneteräksen ominaislujuutta  $f_{pk}$ , jänneteräksen valmistajan koetodistuksen mukaista relaksaatiohäviötä  $\rho_{1000,tot}$  sekä alkujännityksen maksimia  $\sigma_{pm,0}$  eurokoodin kaavan (41) mukaan (sarake 12) tai juuri mainittuja sillä erolla, että relaksaatiohäviönä käytetään eurokoodin mukaista relaksaatiohäviöoletusta  $\rho_{1000}$  (sarake 13). Eurokoodin kaavoilla laskettaessa sarakkeiden 10 ja 11 parametrejä ei sallita käytettävän.

Sarakkeen 12 mukainen laskenta johtaa niin pieneen relaksaatiohäviöön tuhannelle tunnille, ettei todellisiin tuloksiin verrattaessa (taulukko 14) saavuteta edes minimiarvoa. Johtopäätöksenä voidaan todeta, että laskettaessa relaksaatiohäviötä eurokoodin kaavoilla, ei parametreinä kannata käyttää todellisia relaksaatiohäviöiden arvoja, vaan aina relaksaatiohäviöoletusta  $\rho_{1000}$ , eurokoodin mukaisesti laskettua alkujännitystä  $\sigma_{pm,0}$  sekä punoksen teoreettista vetomurtolujuutta  $f_{pk}$ . Tosin näilläkin parametreillä laskettu arvo ei johda tuhannen tunnin laskennassa relaksaatiohäviöoletukseen  $\rho_{1000}$ .

Kiistatonta on, että eurokoodin kaavoilla (63), (64) ja (65) laskettu relaksaatiohäviö tuhannelle tunnille ei saavuta eurokoodin mukaista relaksaatiohäviöoletusta  $\rho_{1000}$ . Näin ollen voidaan esittää kysymys: Onko kaavoilla tarkoitustakaan laskea relaksaatiohäviötä tuhannelle tunnille tai ylipäätään muilla aika-askeleilla kuin 500 000 tunnilla (57 vuotta)?

Mikäli kaavat ovat tarkoitettu vain lopputilanteen relaksaation laskentaan, olisi se hyvä ilmaista selkeästi. Tällöin muuttuja  $t$  olisi käytännössä vakio.

Suurin merkitys relaksaatiolla on rakenteen käyttöiän lopussa. Toinen kysymys kuuluukin, voimmeko luottaa eurokoodin mukaiseen relaksaatiohäviöön käyttöiän lopussa? Jotta voimme arvioida laskennallista relaksaatiohäviötä lopputilanteessa, on syytä olla jokin vertailuarvo. Tuhannen tunnin relaksaatiota on helppo verrata vakioon  $\rho_{1000}$ , mutta lopputilanteelle ei ole olemassa mitään kiinteää eurokoodin tai terästen valmistajien testaamaa arvoa, johon lopputilanteen (57 vuotta) relaksaatiota voidaan verrata. Extrapolointikaavoja on olemassa, mutta tässä työssä verrataan SFS-EN 1992 mukaista relaksaatiota vanhaan betoninormiin.

#### 4.8.7 Relaksaatio betoninormin mukaan

Ennen eurokoodin käyttöönottoa betonirakenteet mitoitettiin Suomen rakentamismääräyskokoelman osan B4–Betonirakenteet (betoninormi) mukaan. Betoninormin mukaan relaksaatiohäviön laskeminen on yksinkertaisempaa.

Jo kumotun betoninormin (Suomen Betoniyhdistys 2004, s. 19) mukaan jänneteräksen relaksaation pitkäaikainen häviö saadaan yhtälöllä

$$\Delta\sigma_{p,rel} = \Delta\sigma_{p,rel,\infty} \left( 1 - \frac{2\Delta\sigma_{p,s+c}}{\Delta\sigma_{p0}} \right), \quad (74)$$

missä  $\Delta\sigma_{p,rel,\infty}$  on jänneteräksen relaksaatio, kun alkujännitys on  $\sigma_{p0}$ . Relaksaation suuruudeksi voidaan valita 3 kertaa 1000 h relaksaatiokokeen mukainen arvo, kun alkujännitys on  $\sigma_{p0}$ ,  $\Delta\sigma_{p,s+c}$  kuvaa betonin kutistumisesta ja virumisesta aiheutuvaa jännityshäviötä ja  $\sigma_{p0}$  on teräksen jännitys jännittämishetkellä tarkasteltavassa kohdassa.

Olennaista kaavassa (74) on relaksaatiohäviön suuruus käyttöiän lopussa, joka on siis  $\Delta\sigma_{p,rel,\infty}=3*\rho_{1000}$ . Betoninormin mukainen relaksaatiohäviön laskenta on siis huomattavasti yksinkertaisempaa verrattuna eurokoodin kaavoihin (63), (64) ja (65).

#### 4.8.8 Relaksaatiohäviöiden vertailu eurokoodin ja betoninormin välillä

Relaksaatiohäviön vertailu ei ole yksinkertaista, koska eurokoodin mukaisessa laskennassa vaikuttaa aina teräksen alkujännitys ja teräksen ominaislujuus relaksaation suuruuteen lopussa, kun taas betoninormilla relaksaation suuruus on aina vakio ( $3 \cdot 1000$  h relaksaatiohäviön oletus), joten vertailu pitäisi aina tehdä kohdekohtaisesti jännitystilän mukaan.

Kohdassa 4.8.6 on laskettu 2 esimerkkiä relaksaatioluokissa 2 ja 3 teräksen maksimijännitykselle. Lisäksi aiemmin on laskettu  $\mu$ :n arvot siten, että eurokoodin kaavat täsmäävät 1000 h relaksaatiohäviöoletukseen.

Taulukossa 15 on esitetty eurokoodin ja betoninormin mukaiset arvot relaksaatiohäviölle lopussa. Alkujännityksen ja jänneteräksen vetolujuuden suhteena  $\mu$  on käytetty taulukkoon 12 laskettua teoreettista arvoa, jolla relaksaatiohäviöoletus ja kaavalla laskettu relaksaatiohäviö täsmäävät toisiinsa.

Taulukko 15. Relaksaatiohäviöt lopussa SFS-EN 1992 ja betoninormin B4 mukaan.

relaksaatioluokka	$\mu$	relaksaatio 1000 h $\rho_{1000}$ (%)	relaksaatio lopussa SFS-EN (%)	relaksaatio lopussa Betoninormi (%)
Luokka 1	0,779584	8	22,30	$3 \cdot \rho_{1000} = 24$
Luokka 2	0,804755	2,5	6,21	$3 \cdot \rho_{1000} = 7,5$
Luokka 3	0,778082	4	11,25	$3 \cdot \rho_{1000} = 12$

Taulukosta 15 nähdään, että relaksaatiohäviöt lopussa ovat betoninormin mukaan suuremmat. Ero ei ole merkittävä, mutta on huomioitava, että relaksaatio on laskettu  $\mu$ :n arvoilla, joita ei käytännössä pystytä koskaan saavuttamaan, koska eurokoodi rajoittaa sallittua alkujännitystä.

Taulukossa 16 on laskettu relaksaatiohäviöt esimerkkien 1 ja 2 mukaan. Esimerkit kuvaavat todellista tilannetta, jossa teräsännitys alussa on suurin mahdollinen.

Taulukko 16. Relaksaatiohäviöt esimerkkien 1 ja 2 mukaan sekä vertailu SFS-EN 1992 ja betoninormin B4 välillä

Esimerkki	$\mu$	relaksaatio 1000 h $\rho_{1000}$ (%)	SFS-EN 1000 h (%)	SFS-EN 500000 h (%)	relaksaatio lopussa Betoninormi B4 (%)
Esim 1 (rel 3)	0,75	4	3,195	10,246	12
Esim 2 (rel 2)	0,749	2,5	1,512	4,859	7,5

Taulukossa 16 on esitetty relaksaatiohäviö aiemmin laskettujen esimerkkien 1 ja 2 mukaan suurimmalla mahdollisella  $\mu$ :n arvolla. Nostetaan esiin esimerkin 2 mukainen relaksaatio rakenteen käyttöiän lopussa, joka on eurokoodin mukaan laskettuna 35,2 % pienempi kuin betoninormin. Poikkeama alkaa olla merkityksellinen.

Mitoituksessa voidaan aina käyttää standardia varmemmalla puolella olevia arvoja. Julkaisun BY 69 – Tartunnattomat jänteet betonirakenteissa (Suomen betoniyhdistys 2017, s. 81) esimerkkilaskelmissa käytetään relaksaatiohäviön laskennassa betoninormin mukaisia relaksaatiohäviön arvoja, vaikka muu laskenta suoritetaan eurokoodilla. Betoninormin käyttöä ei kuitenkaan perustella mitenkään. Todennäköisesti syynä on, että betoninormin mukainen relaksaatio on suurempi kuin eurokoodin kaavoilla laskettu.

Yhteenvetona voidaan todeta, että eurokoodin relaksaatiohäviöiden kaavat (63), (64) ja (65) ovat ristiriitaiset verrattaessa arvoja eurokoodin ilmoittamaan 1000 h relaksaatiohäviöletukseen  $\rho_{1000}$ . Lisäksi verrattaessa eurokoodin ja betoninormin relaksaatiohäviöitä lopussa, arvot eivät täsmää toisiinsa. Suositeltavaa on laskea relaksaatiohäviö molemmilla tavoilla (eurokoodi ja betoninormi) ja käyttää laskennassa saaduista arvoista suurempaa, jolloin tulos on relaksaation osalta varmemmalla puolella. Käytännössä tämä tarkoittaa relaksaation laskemista aina vanhan betoninormin mukaan.

#### 4.8.9 Ajasta riippuvat häviöt

Viruma, kutistuma ja relaksaatio aiheuttavat jänneteräkseen ajasta riippuvaa häviötä, joka voidaan laskea standardin SFS-EN 1992 (2015, s. 79-80) mukaan yksinkertaistetusti kaavalla

$$\Delta P_{c+s+r} = A_p \Delta \sigma_{p,c+s+r}, \quad (75)$$

missä  $\Delta P_{c+s+r}$  on ajasta riippuva häviö [N] ja  $\sigma_{p,c+s+r}$  on virumisesta, kutistumisesta ja relaksaatiosta aiheutuva jänneteräksen jännityksen vaihtelun itseisarvo [MPa].

Jännitys  $\sigma_{p,c+s+r}$  määritetään yhtälöllä

$$\sigma_{p,c+s+r} = \frac{A_p \left( \varepsilon_{cs} E_p + 0,8 \Delta \sigma_{pr} + \left( \frac{E_p}{E_{cm}} \right) \varphi(t, t_0) \sigma_{c,QP} \right)}{1 + \frac{E_p}{E_{cm}} \cdot \frac{A_p}{A_c} \left( 1 + \frac{A_c}{I_c} z_{cp}^2 \right) (1 + 0,8 \varphi(t, t_0))}, \quad (76)$$

missä  $\varepsilon_{cs}$  on kokonaiskutistuma,  $\Delta \sigma_{pr}$  on jänneteräksen relaksaatiosta aiheutuvan jänneteräksen muutoksen itseisarvo hetkellä  $t$ . Se määritetään alkujännevoiman ja pitkäaikaikuormien aiheuttamalle jänneteräksen alkutilan jännitykselle  $\sigma_p = \sigma_p(G + P_{m0} + \psi_2 Q)$  [MPa],  $\sigma_{c,QP} = \sigma_c(G + P_{m0} + \psi_2 Q)$  [MPa] on omasta painosta, alkujännevoimasta ja muista mahdollisista pitkäaikaisista kuormista aiheutuva, jänneteräksen kohdalla vaikuttava betonin jännitys. Jännityksen arvoon voi vaikuttaa vaiheesta riippuen vain osa edellisistä mainituista rasituksista,  $I_c$  on betonipoikkileikkauksen jäyhyysmomentti [mm<sup>4</sup>] ja  $z_{cp}$  on betonipoikkileikkauksen pintakeskiön ja jänneteräksen pintakeskiön välinen etäisyys [mm].

#### 4.9 Murtorajatila

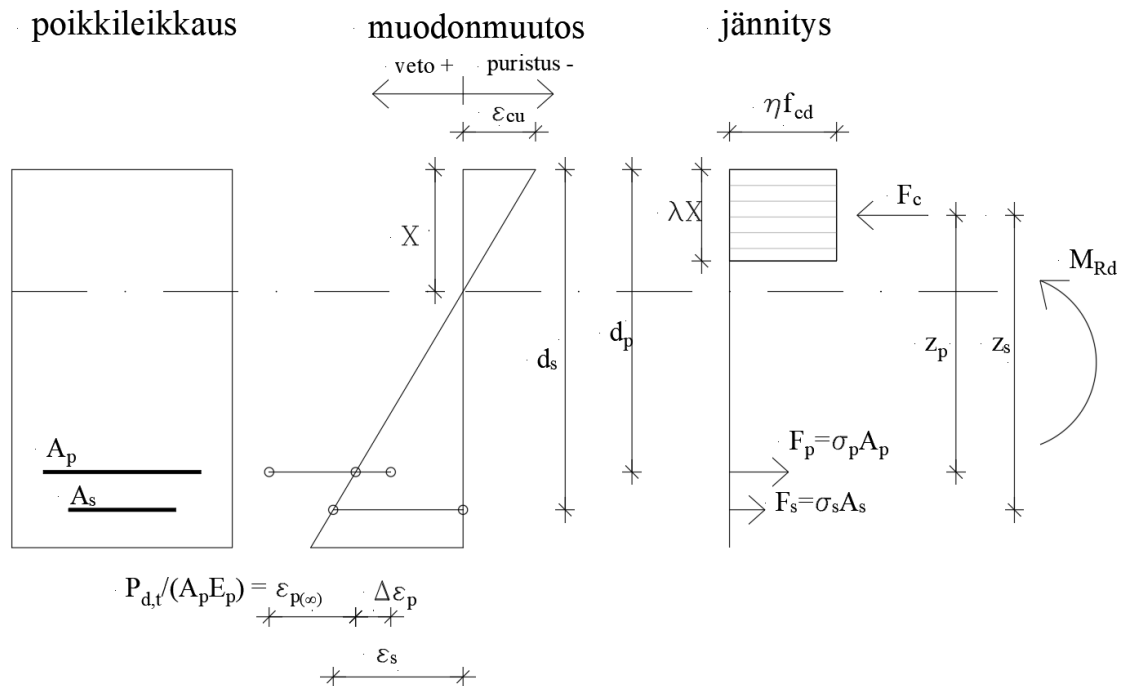
Leskelän (2008, s. 645-646) mukaan jännitetty teräsbetonirakenne voi murtua taivutuksesta, ankkuroinnin pettäessä, leikkausvoimasta tai pilarin lävistymisestä. Rakenne tulisi suunnitella niin, että taivutusmurto tapahtuu ennen ankkurointi tai leikkausmurtoa. Lisäksi taivutuksen aiheuttama murtuminen tulisi tapahtua sitkeästi. Tämä edellyttää sellaista raudoitussuhdetta, jossa teräkset myötäävät ennen betonin puristusmurtoa. Ko. mekanismilla murtuva rakenne kehittää huomattavan taipuman ennen murtumista. Hauraasti murtuvia rakenteita tulee välttää. Tällaisia ovat esim. yliraudoitettut rakenteet tai halkeilun seurauksena murtuvat rakenteet.

Leskelä (2008, s. 656) toteaa jännitettyjen rakenteiden taivutuskestävyyteen vaikuttavan betonin puristuslujuuden, teräsmäärän, terästen vetolujuuden sekä jänteiden ja betonin

välisen tartunnan. Tartunnattomien jännebetonirakenteiden taivutuskestävyys on noin 10 – 30 % pienempi verrattuna tartunnallisiin jännebetonirakenteisiin. Tämä johtuu siitä, että mitoitettaessa tartunnallisia jäniteitä muodonmuutokset vedossa ja puristuksessa otaksutaan samaksi kuin ympäröivällä betonilla. Tartunnattomilla jäniteillä tätä otaksuntaa ei voida tehdä, koska jänne pääsee liukumaan taivutuksessa vapaasti betonin suhteen. Näin ollen jänneteräsjännitykset tasoittuvat laajalla alueella, jolloin jänteen lisävenymä jää pienemmäksi kuin tartuntajäniteillä, kun betoni saavuttaa puristusrakenteensa. Tästä seuraa, että tartunnattomiin rakenteisiin syntyy vain muutamia halkeamia ja ne ovat suuria olettaen, että rakenne on suunniteltu sitkeästi murtuvaksi.

Tässä työssä tarkasteltavan anturan taivutuskestävyyden tarkka määrittäminen on hankalaa, koska kyseessä on vanhan teräsbetonirakenteen ja uuden jännebetonirakenteen yhdistelmä. Taivutustarkastelussa betoniteräs ja jänneteräs kannattaa hyödyntää laskennassa. Jäniteet injektoidaan korroosiosuojauksen takia joka tapauksessa, joten rakenteen voitaisiin olettaa toimivan tartunnallisena jännebetonirakenteena. Ongelman aiheuttaa injektointisementin ja olemassa olevan teräsbetonirakenteen välinen tartunta, jota on hankala arvioida. Vanhan anturan läpi porattava reikä on sisältä hyvin sileä ja vaikeasti karhennettava. Lisäksi riskiä aiheuttaa mahdollinen injektoinnin paikallinen epäonnistuminen, jota ei huomattaisi rakennusvaiheessa. Tässä tapauksessa suositeltavaa on määrittää murtorajatilän taivutuskestävyys olettaen jäniteet tartunnattomiksi. Näin ollen rakenteen taivutuskestävyys on laskennallisesti huomattavasti varmallalla puolella. Lisäksi anturoissa mitoitettava suure on yleensä lävistyminen, joten taivutuskestävyyden optimointi laskennallisesti on turhaa. Murtorajatilän taivutuskestävyys saadaan kuvan 8 mukaan jännitys – muodonmuutos kuvaajasta ja voimatasapainosta.





Kuva 8. Taivutuskestävyyden jännitys – muodonmuutos kuvaajat Suomen Betoniyhdistyksen (2017, s. 86) mukaan.

Jännitys – muodonmuutos kuvaajista määritetään poikkileikkauksen taivutuskestävyys. Taivutuskestävyyttä tarkasteltaessa huomioidaan myös betoniterästen tuoma taivutuskapasiteetin lisäys. Kuvaajista ratkaistaan ensin neutraaliakselin korkeus, joka saadaan normaalivoimien tasapainoehdosta murtorajatilassa.

Käyttämällä jännitys – muodonmuutos kuvaajaa normaalivoimien voimatasapaino saavutetaan, kun  $F_c = F_s + F_p$ , josta saadaan edelleen ratkaistua puristuspinnan korkeus yhtälöstä

$$\chi = \frac{A_p \sigma_{pd} + A_s f_{yd}}{\lambda b \eta f_{cd}}, \quad (77)$$

missä  $\sigma_{pd}$  on jänneteräksessä vallitseva jännitys [MPa],  $A_p$  on punosten pinta-ala [mm<sup>2</sup>],  $A_s$  on betoniterästen pinta-ala [mm<sup>2</sup>],  $\lambda=0,8$ , kun  $f_{ck} \leq 50$  MPa on poikkileikkauksen puristuspinnan korkeuden määrittelyyn vaikuttava kerroin ja  $\eta=1$ , kun  $f_{ck} \leq 50$  MPa on tehollisen lujuuden määrittävä kerroin.

Koska taivutuskestävyyttä määritettäessä oletetaan jänneteräs tartunnattomaksi, jotta taivutuskestävyys on varmalla puolella, niin jänneteräksessä vallitseva jännitys saa minimiarvon seuraavista jännityksistä

$$\sigma_{pd} = \min \left\{ \frac{P_{d,t}}{A_p} + \Delta\sigma_{ULS}, f_{pd} \right\}, \quad (78)$$

missä  $P_{d,t}=P_{m,t}/\gamma_{p.fav}$  on jännevoima lopussa [N] kaikkien häviöiden jälkeen,  $\gamma_{p.fav}$  on jännevoiman varmuuskerroin taulukon 4 mukaan ja  $\Delta\sigma_{ULS}$  on jännityksen lisäysoletus murtorajatilassa tartunnattomille jänteille, jolle Suomen rakentamismääräyskokoelman mukaan (Ympäristöministeriö 2019, s. 19) annetaan arvo 50 MPa. Jänneteräksen jännitys rajoitetaan kuitenkin maksimissaan jänneteräksen vetolujuuden suunnitteluarvoon  $f_{pd}$ .

Kun neutraaliakseli on saatu määritettyä, tarkistetaan, että rakenne on sitkeästi murtuva. Tämä edellyttää, että vetoteräs myötää ennen betonin puristusmurtoa.

Betoniterästen venymä poikkileikkauksen alapinnassa saadaan kuvan 8 mukaan yhdensuuntaisista kolmioista

$$\varepsilon_s = \frac{\varepsilon_{cu}(d_s - \chi)}{\chi} \geq \frac{f_{yd}}{E_s}, \quad (79)$$

missä standardin SFS-EN 1992 (2015, s. 30) mukaan  $\varepsilon_{cu}=3,5\%$  on betonin puristusmurtoa vastaava puristuma murtorajatilassa,  $d_s$  on poikkileikkauksen tehollinen korkeus laskettuna betoniteräksen pintakeskiöön [mm] ja  $E_s$  on betoniteräksen kimmokerroin [MPa]. Betoniteräksen venymän on oltava suurempi kuin teräksen myötövenymä.

Jänneteräksen venymä murtorajatilassa saadaan vastaavasti

$$\varepsilon_p = \frac{\varepsilon_s((d_s - \chi) - (d_s - d_p))}{d_s - \chi} + \varepsilon_{pe} + \varepsilon_{ce} \geq \frac{f_{pd}}{E_p} \quad (80)$$

missä  $d_p$  on jänneteräksen tehollinen korkeus [mm],  $\varepsilon_{pe}$  on jänneteräksen venymä [mm] jännevoimasta ja  $\varepsilon_{ce}$  on jänneteräksen venymän lisäys betonin kimmoisasta kokoonpuristumasta. Jänneteräksen venymän on oltava suurempi tai yhtä suuri kuin jänneteräksen myötövenymä.

Poikkileikkauksen taivutuskestävyys murtorajatilassa saadaan yhtälöstä

$$M_{Rd} = F_p z_p + F_s z_s, \quad (81)$$

missä  $F_p = A_p \sigma_{pd}$  on voima punoksissa murtorajatilassa,  $z_p = d_p - (\lambda \chi / 2)$  on jänneterästen voiman momenttivarsi,  $F_s = A_s f_{yd}$  on voima betoniteräksissä murtorajatilassa ja  $z_s = d_s - (\lambda \chi / 2)$  on betoniterästen voiman momenttivarsi.

Tarkistetaan, että poikkileikkauksen teräsmäärä on standardin SFS-EN 1992 (2015, s. 150) mukaan vähintään vaadittu vähimmäisraudoitusala

$$A_{s,min} = \max \left\{ \frac{0,26 f_{ctm}}{f_{yk}} b_t d, \right. \\ \left. 0,0013 b_t d \right. \quad (82)$$

missä  $b_t$  on vetopuolen leveyden keskimääräinen leveys [mm].

Koska poikkileikkauksen taivutuskestävyys on määritetty olettamalla jänteet tartunnattomiksi, on poikkileikkauksen taivutuskestävyys oltava standardin SFS-EN 1992 (2015, s. 150) mukaan 1,15 kertaa poikkileikkauksen halkeilukestävyys.

Epäyhtälö halkeilukestävyydelle on Suomen Betoniyhdistyksen (2017, s. 43) mukaan

$$M_{Rd} \geq 1,15 M_{cr}, \quad (83)$$

missä  $M_{cr} = (f_{ctm,eff} + \sigma_c) W$  on poikkileikkauksen halkeilukestävyys,  $f_{ctm,eff}$  kuvaa taivutusvetolujuutta [MPa] ja  $W$  on poikkileikkauksen vedetyn reunan taivutusvastus [mm<sup>3</sup>].

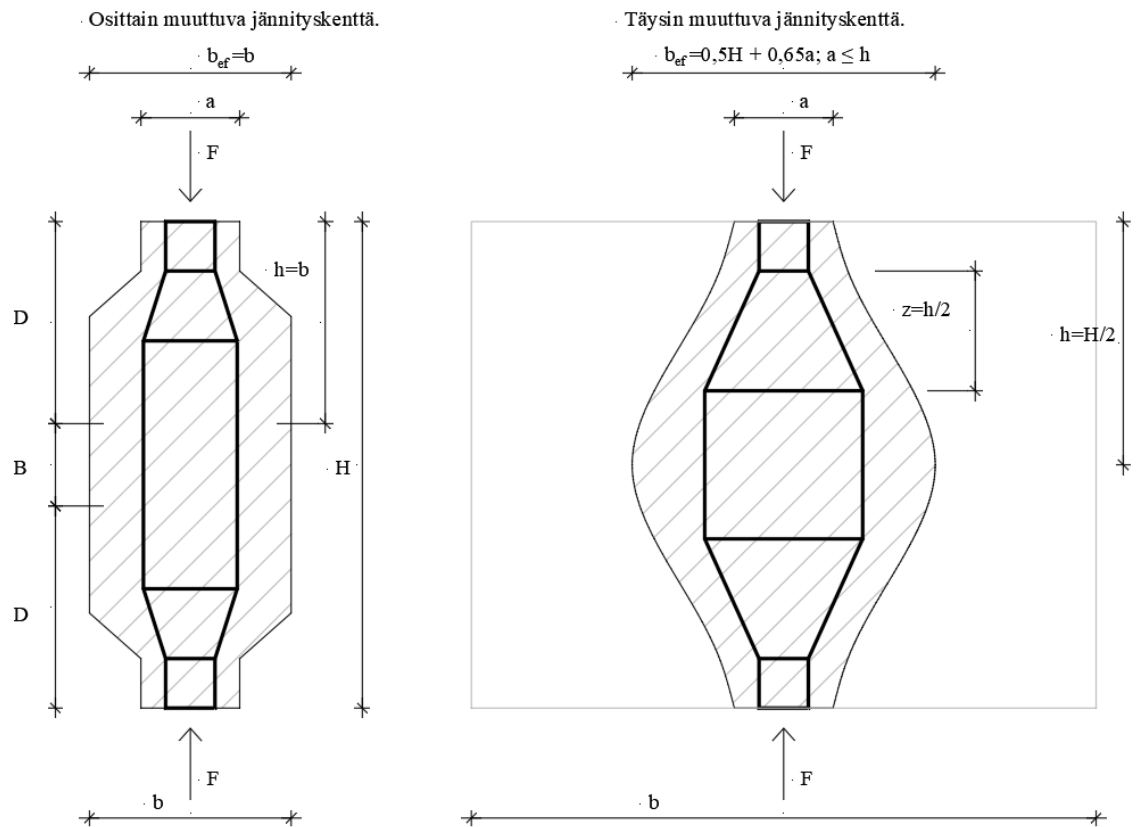
#### 4.10 Sallitut jännitykset ja halkeamaleveydet

Kun kokonaisjännityshäviö on määritetty, pystytään laskemaan poikkileikkauksessa vaikuttavat jännitykset alun jännitystilanteen lisäksi lopussa kaikilla kuormitusyhdistelyillä. Jännitykset lasketaan poikkileikkauksen ylä- ja alapinnassa. Jännityksille on annettu rajoituksia ja suosituksia, jotka tarkistetaan. Sallitut jännitykset ja halkeamaleveydet on esitetty kohdassa 2.7.

#### 4.11 Halkaisuvoimat

Kun betonirakenteeseen kohdistetaan jännevoima, alkaa puristava voima jakautua rakenteeseen synnyttäen poikittaisia vetovoimia. Näitä voimia kutsutaan halkaisuvoimiksi ja ne kohdistuvat ankkureiden päiden alueelle. Suomen Betoniyhdistyksen (2017, s. 36) mukaan jännemenetelmän toimittaja on velvollinen esittämään teknisessä hyväksynnässä ankkurien edessä betonin laajentumisen estävän raudoituksen, minimireuna- ja -keskiöetäisyydet, betonin vähimmäislujuuden ja jännityskaluston tilavaatimukset. Lisäksi rakennesuunnittelijan on huomioitava tarvittaessa muut ankkurointialueeseen kohdistuvat voimat.

Paikallinen puristuskestävyys voidaan myös laskea standardin SFS-EN 1992 (2015, s. 107) esittämällä tavalla. Parametrit poikittaisten vetovoimien määrittämiseksi on esitetty kuvassa 9.



Kuva 9. Parametrit poikittaisten vetovoimien määrittämiseksi standardin SFS-EN 1992 (2015, s. 107) mukaan.

Raudoitus suunnitellaan halkaisuvoimaa vastaan. Halkaisuvoima saadaan osittain muuttuvassa jännityskentässä standardin SFS-EN 1992 (2015, s. 106) mukaan kaavalla

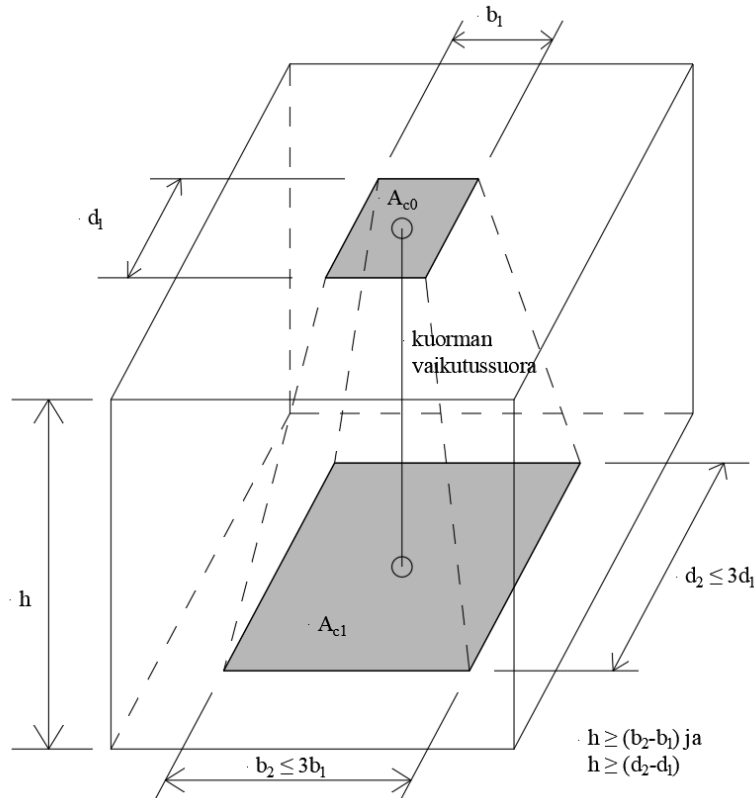
$$T = \frac{1}{4} \frac{b - a}{b} F, \text{ kun } b \leq \frac{H}{2} \quad (84)$$

ja täysin muuttuvassa jännityskentässä kaavalla

$$T = \frac{1}{4} \left( 1 - 0,7 \frac{a}{H} \right) F, \text{ kun } b > \frac{H}{2}, \quad (85)$$

#### 4.12 Paikallinen puristus

Pistemäinen jännevoima aiheuttaa halkaisuvoiman lisäksi paikallisen puristuksen. Paikallisen puristuksen mitoitusalueiden jakautuminen on esitetty kuvassa 10.



Kuva 10. Paikallisen puristuksen mitoitusalueiden jakautuminen standardin SFS-EN 1992 (2015, s. 111) mukaan.

Standardin SFS-EN 1992 (2015, s. 110) mukaan betonirakenteissa pistekuormakestävyys voidaan määrittää yhtälöllä

$$F_{Rdu} = A_{c0} f_{cd} \sqrt{\frac{A_{c1}}{A_{c0}}} \leq 3 f_{cd} A_{c0}, \quad (86)$$

missä  $A_{c0}$  on kuormitusalue [ $\text{mm}^2$ ] ja  $A_{c1}$  on suurin mitoituksessa käytettävä jakautumisalue [ $\text{mm}^2$ ], joka on saman muotoinen kuin  $A_{c0}$ .

### 4.13 Uuden ja vanhan rakenteen sauma

Uuden ja vanhan rakenteen sauman on kestettävä rajapintaa rasittava leikkausvoima ja momentti murtorajatilassa. Sauman mitoituksessa voidaan soveltaa eurokoodin leikkausmitoitusta eri aikaan valettujen betonien rajapinnassa. Lisäksi tarkastellaan, riittääkö puristusjännitys pitämään sauman kiinni momenttia vastaan.

Uuden ja vanhan rakenteen saumassa leikkausjännityksen on täytettävä standardin SFS-EN 1992 (2015, s. 91) mukaan ehto

$$v_{Edi} \leq v_{Rdi}. \quad (87)$$

Saumassa vallitseva leikkausjännitys saadaan yhtälöstä

$$v_{Edi} = \frac{\beta V_{Ed}}{z b_i}, \quad (88)$$

missä  $\beta$  on uutta betonia olevan poikkileikkauksen jännitysresultantin ja koko poikkileikkauksen jännitysresultantin suhde joko puristus- tai vetoalueella, molemmat laskettuna samassa kohdassa,  $z$  on koko poikkileikkauksen sisäinen momenttivarsi [mm] ja  $b_i$  on rajapinnan leveys [mm].

Rajapinnan leikkauskestävyyden mitoitusarvo saadaan yhtälöstä

$$v_{Rdi} = c f_{ctd} + \mu \sigma_n + \rho f_{yd} (\mu \sin \alpha + \cos \alpha) \leq 0,5 v f_{cd}, \quad (89)$$

missä  $c$  ja  $\mu$  ovat kertoimia riippuen pinnan karheudesta (hyvin sileälle  $c=0,025 \dots 0,1$  ja  $\mu=0,5$ ; sileälle  $c=0,2$  ja  $\mu=0,2$ ; karhealle  $c=0,4$  ja  $\mu=0,7$ ; vaarnatulle  $c=0,5$  ja  $\mu=0,9$ ),  $f_{ctd}$  on vetolujuuden mitoitusarvo [MPa],  $\sigma_n$  kuvaa rajapintaan kohdistuvaa pienintä mahdollista ulkoista normaali-jännitystä [MPa], joka vaikuttaa samaan aikaan leikkausvoiman [N] kanssa. Puristus ilmaistaan positiivisena ja rajoitetaan maksimissaan arvoon  $\sigma_n < 0,6 f_{cd}$ . Mikäli jännitys on vetoa, merkitään  $\sigma_n$  positiivisena ja tulo  $c f_{cd} = 0$ ,  $\rho = A_s / A_i$  on sauman läpikulkevan raudoituksen pinta-alan ja poikkileikkauksen pinta-alan suhde. Sauman lävistävän teräksen kulmaa rajoitetaan välille  $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$  ja lujuuden pienennyskerroin saa arvon  $\nu = 0,6 (1 - (f_{ck}/250))$ .

Leikkausvoiman lisäksi rajapintaa rasittava momentti pyrkii avaamaan saumaa. Tarkistetaan, että puristusjännitys riittää pitämään sauman kiinni rajapinnassa vaikuttavaa momenttia vastaan.

Epäyhtälö sauman kestävyydelle on

$$\sigma_n \geq \sigma_{c,bot}, \quad (90)$$

missä  $\sigma_{c,bot}$  on momentin aiheuttama vetojännitys poikkileikkauksen alareunassa [MPa].

#### 4.14 Lävistyminen

Pilarianturoita ei mitoiteta leikkaukselle, kuten esim. palkit, laatat, seinäanturat jne., vaan lävistykselle. Pilarin kuormituksen aiheuttama normaalivoima ja momentti pyrkivät taivutuksen lisäksi lävistämään anturan. Pilarin lävistäessä anturan, muodostuu leikkauskohtaan murtokartio, joka ulottuu pilarin juuresta leventyen viistosti kohti anturan alapintaa.

Pilarianturat pyritään aina tekemään ilman leikkausraudoitusta anturan korkeuden kustannuksella. Työ- ja kustannusteknisesti anturan korkeuden kasvattaminen on helpompaa ja edullisempaa. Pilarianturan mitoituksessa lävistyskestävyys on usein mitoittavampi kuin taivutuskestävyys (Leskelä 2008, s. 449). Tämä johtaa siihen, että anturan käyttöaste lävistyskapasiteetin osalta on yleensä hyvin korkea jo nykyisillä kuormilla, joten varaa kuormien kasvatukselle ei juurikaan ole. Kun anturan kapasiteettia kasvatetaan, ei nykyiseen raudoitukseen tai anturan korkeuteen voida vaikuttaa. Tämän takia pilarianturan mitoituksessa kasvaville kuormille muodostuu helposti ongelmaksi anturan lävistyskestävyys. Tehokas keino lävistyskestävyyden kasvattamiseksi on jännevoiman luoman puristusjännitystilän hyödyntäminen.

Eurokoodi ei tunne jälkijännitettyä pilarianturaa, joten lävistyskestävyyden määrittäminen eurokoodilla aiheuttaa ongelman jännevoiman ja murtokartion hyödyntämisen osalta. Alla on esitetty ongelman kuvaus ja ratkaisumalli. Vertailulaskenta on tehty betoninormilla.

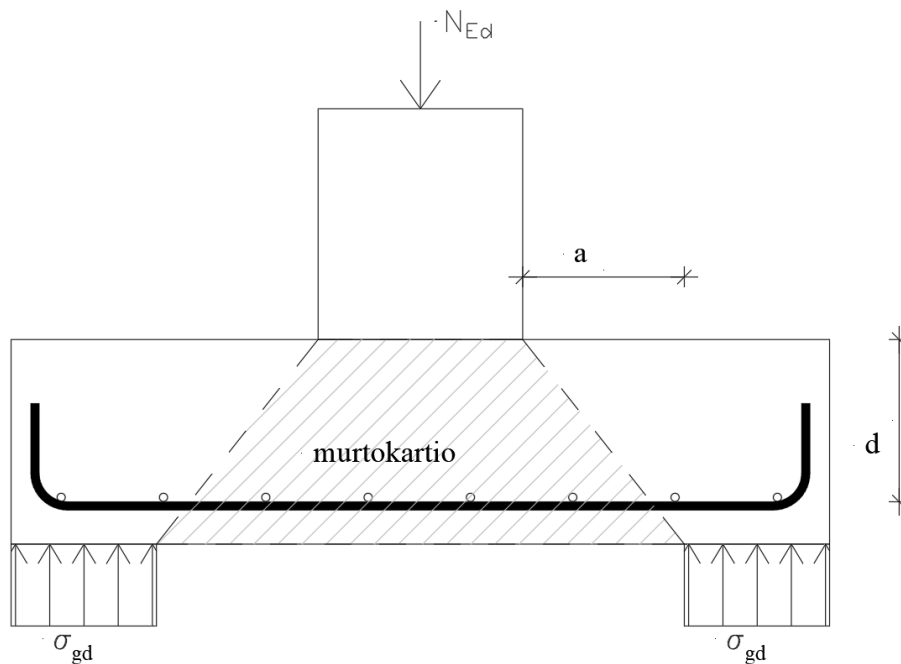


#### 4.14.1 Eurokoodi

Eurokoodin mukaan lävistyskestävyys voidaan määrittää leikkausraudoittamattomalle laatalle ja leikkausraudoittamattomalle pilarianturalle. Ensimmäiseksi ongelmaksi muodostuu se, että laatan lävistyskestävyyden kaava ei huomioi murtokartiota ja pilarianturan lävistyskestävyyden kaava ei huomioi jännevoimaa.

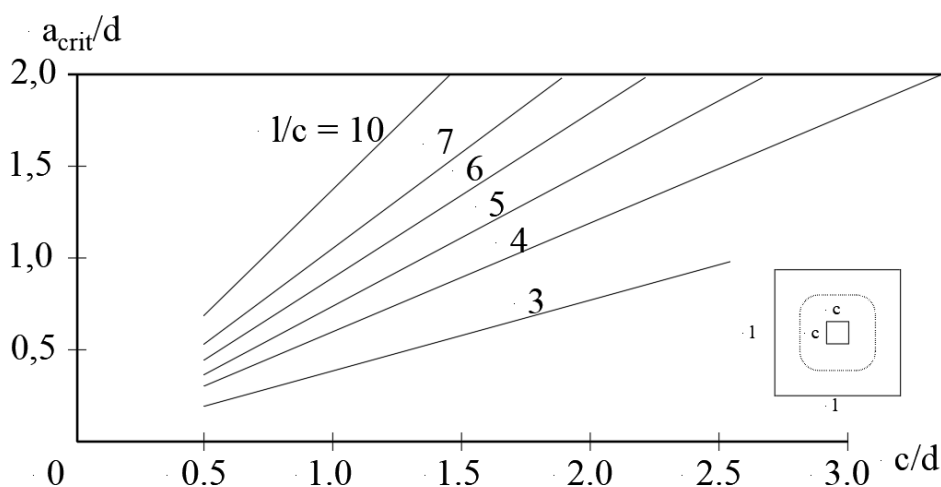
Jännevoiman huomioiminen on olennaista, koska anturan korkeutta ei voida kasvattaa, eikä leikkausraudoitusta voida asentaa jälkeen päin vanhaan anturaan. Näin ollen ainoa järkevä keino lisätä lävistyskestävyyttä, on puristaa rakennetta kokoon jännevoimalla.

Toinen ongelma on murtokartion koon määrittäminen. Murtokartiolla tarkoitetaan kartiota, joka muodostuu anturaan lävistävän voiman murtaessa anturan. Murtokartion muodostuminen on esitetty kuvassa 11. Murtokartion pohjan pinta-ala on ala, jolta pohjapaine ei muodosta lävistävää kuormaa. Tätä pinta-alaa kiertävää piiriä kutsutaan tarkistuspiiriksi. Standardin SFS-EN 1992 (2015, s. 103) mukaan tarkistuspiiri voidaan määrittää enintään etäisyydelle  $a=2d$ . Koska murtokartion ulkoreunalle annetaan maksimissaan etäisyys  $2d$  pilarin juuresta, on mahdollista, että murtokartio ulottuu anturan ulkopuolelle tai pysyessään anturan sisällä, muodostuisi pohjapaineen muodostavasta lävistävästä kuormasta poikkeuksellisen pieni. Vertailun vuoksi betoninormin (2004, s. 39-40) mukainen  $a$ -mitta  $= d$ . Myös FEM-tarkastelu (kuva 13) osoittaa, että  $a$ -mitta ei voi olla  $2d$ :n päässä pilarin reunasta anturoita tarkasteltaessa.



Kuva 11. Pilarianturan murtokartion ja pohjapaineen muodostuminen.

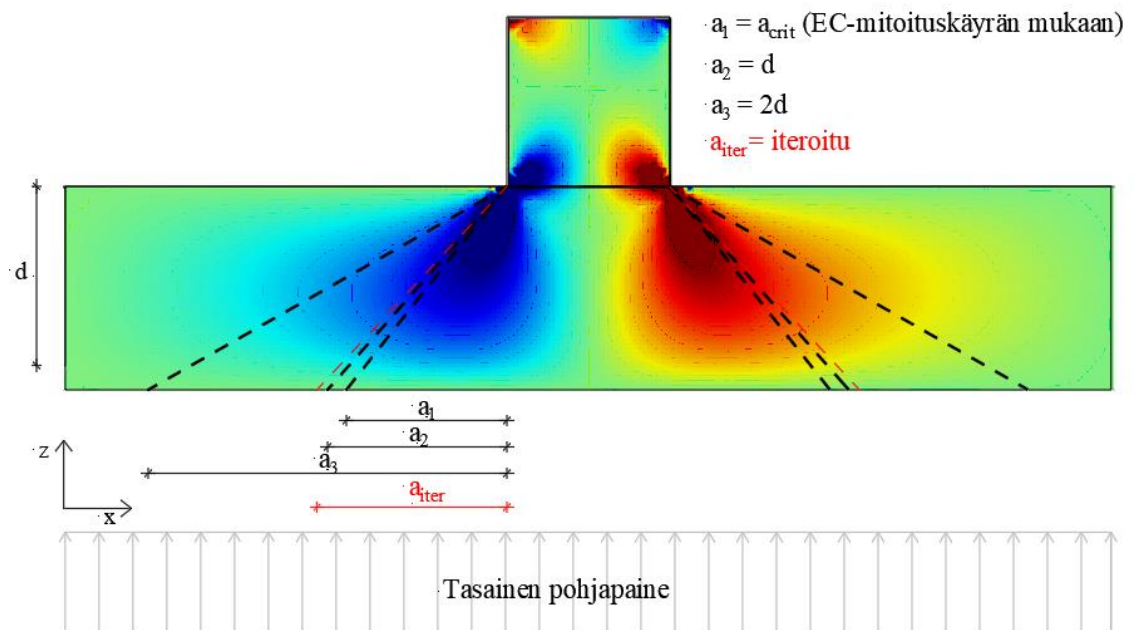
Eurokoodin kommentointi osiossa (European Concrete Platform ASBL 2008, osa 6 s. 44) on esitetty käyrästä kriittisen murtokartion koon määrittämiseksi keskeisesti kuormitetulle pilarianturalle, jonka pilari on neliön muotoinen. Käyrästä määritetty  $a$ -mitta pienentää murtokartion kokoa huomattavasti verrattuna eurokoodin maksimi oletukseen, jolloin pohjapaineen mukaan laskettu lävistävä kuorma kasvaa realistisemmaksi. Kommentointi osion mitoituskäyrästä on esitetty kuvassa 12.



Kuva 12. Mitoituskäyrästä kriittisen  $a$ -mitan määrittämiseksi European Concrete Platform ASBL (2008, osa 6 s. 44) mukaan.

Mitoituskäyrästä antaa vain likiarvoisen  $a$ -mitan kriittiselle leikkauskestävyydelle. Tarkan arvon saa esim. suorittamalla iterointia siten, että muutetaan  $a$ -mitan arvoa mitoituskäyrästä antaman arvon molemmilta puolilta niin kauan, että lähestytään suurinta lävistyskestävyyden käyttöastetta.

Murtokartion muodostumista voidaan myös mallintaa elementtimenetelmillä. Alla on kuvattu murtokartion muodostumista Comsol Multiphysics 5.6 ohjelmistolla tasaisesti kuormitetulle anturalle. Mallinnus on tehty 3D solid mallilla. Elementtinä on käytetty kvadraattista serendipity elementtiä (tetrahedral). Pystyleikkaus on otettu pilarin keskeltä. Leikkauksessa näkyy leikkausjännitys jakauma  $xz$ -suunnassa. Jännitys jakauman päälle on piirretty murtokartiot siten, että pilarin reunan  $a$ -mitta on määritetty kuvan 12 käyrästä mukaan ( $a_1$ ), betoninormin mukaan ( $a_2$ ), eurokoodin laatan lävistyskestävyyden maksimin mukaan ( $a_3$ ) ja iteroimalla kriittisin lävistyskestävyyden arvo ( $a_{iter}$ ). Pohjapaineen arvona on käytetty liitteenä olevan esimerkin mukaista pohjapainetta murtorajatilassa.



Kuva 13. Leikkausjännitys ja murtokartiot tasaiselle pohjapaineelle (tasaisesti kuormitettu antura)

Kuvasta 13 voidaan piirrettyjen murtokartioiden osalta todeta, että  $a$ -mitan määrittäminen  $2d$  etäisyydelle ( $a_3$ ) pilarin juuresta antaa huomattavasti suuremman murtokartion koon

verrattuna muihin murtokartioihin ( $a_1$ ,  $a_2$  ja  $a_{iter}$ ). Eurokoodilla mitoitettaessa kriittisin murtokartio saavutetaan iteroimalla  $a$ -mitta ( $a_{iter}$ ).

Kuvassa 13 näkyvä jännitysvuo näyttää laajalle, koska tulostuksen resoluutio on määritetty siten, että pienimmätkin jännitykset esitetään. Tarkemmin tarkasteltuna nähdään, että jännitysvuon huippu kulkee  $a$ -mittojen  $a_1$ ,  $a_2$  ja  $a_{iter}$  muodostamien murtokartioiden sisäpuolella. FEM-tarkastelun mukaan jännitysvuon muoto vaikuttaisi siis johtavan huomattavasti pienempään murtokartioon kuin vaihtoehdolla  $a_3$  (2d).

Anturan ja laatan mitoituksessa ei voida lähtökohtaisesti käyttää samaa murtokartion kokoa. Tai tarkemmin sanottuna rakenteen hoikkuus määrittää suurimmalta osaltaan murtokartion koon, jos lävistysraudoitusta ei käytetä. Normaalitilanteissa laatat ovat huomattavasti anturoita matalampia (eli hoikempia). Näin ollen murtomekanismit poikkeavat toisistaan. Nykyrin (2014, s. 64) mukaan laatta muodostaa taivutushalkeamia ja raudoitus siirtää halkeamia edemmäs pilarin juuresta ja murtokartio pääsee leviämään etäämmälle pilarin juuresta. Halkeamia on paljon ja ne ovat laajalla alueella. Antura on yleensä laattaa paksumpi (eli jäykempi), jolloin taivutushalkeamia ei pysty syntymään samaan tapaan laajasti. Mikäli anturassa leikkausjännitys ylittää betonin vetolujuuden, murtuminen tapahtuu hauraasti ja jyrkässä kulmassa. Murtumismekanismiin vaikuttavat rakenteen hoikkuuden lisäksi, taivutusraudoitus, pistekuorman vaikutusalan ja laatan paksuuden suhde sekä mahdollinen leikkausraudoitus.

Standardin SFS-EN 1992 (2015, s. 103-104) mukaan rakenteen lävistyskestävyyden on täytettävä mitoitusehto

$$v_{Rd} \geq v_{Ed}, \quad (91)$$

missä  $v_{Rd}$  on rakenteen lävistyskestävyys [MPa] ja  $v_{Ed}$  on rakenteen leikkausjännitys murtorajatilassa [MPa].

Kun kuormitus vaikuttaa epäkeskisesti, leikkausjännitys määritetään standardin SFS-EN 1992 (2015, s. 104) kaavalla

$$v_{Ed} = \frac{V_{Ed,red}}{ud} \left( 1 + k \frac{M_{Ed}u}{V_{Ed,red}W} \right), \quad (92)$$

missä  $V_{Ed,red}=V_{Ed}-\Delta V_{Ed}$  on redusoitu lävistyskuorma [N],  $\Delta V_{Ed}=\sigma_{gd}\Delta A_{red}$ , ilmaisee voiman, jolta pohjapaine ei kehitä kuormaa anturalle ja näin ollen  $\Delta A_{red}=2a(c_1+c_2)+\pi a^2+c_1c_2$  on pinta-ala, jolta pohjapaine ei kehitä kuormaa anturalle. Lävistyskartion tarkistuspiiri [mm] määritetään yhtälöllä  $u=2(c_1+c_2)+2\pi a$ ,  $d$  on tehollisen korkeuden keskiarvo [mm],  $k$  on kerroin, joka saadaan taulukosta 17,  $W$  kuvaa leikkausjännityksen jakautumista, joka on Leskelän (2008, s. 290) mukaan kaksoissymmetrisessä tapauksessa tarkistuspiirin puolikkaan kaksinkertainen staattinen momentti [mm<sup>2</sup>].

Esitetään parametrille  $W$  yleinen muoto ja suorakaiteelle johdettu muoto, jotka ovat

$$W = \begin{cases} \int_0^u |e| dl & \text{(yleiselle muodolle),} \\ \frac{c_1^2}{2} + c_1c_2 + 4c_2d + 16d^2 + 2\pi dc_1 & \text{(suorakaiteelle)} \end{cases} \quad (93)$$

missä  $e$  on pituusalkion etäisyys akselist, jonka suhteen momentti vaikuttaa [mm] ja  $dl$  on piirin pituusalkio,  $c_1$  ja  $c_2$  ovat pilarin mitat.

Taulukko 17.  $k$ -kertoimet standardin SFS-EN 1992 (2015, s. 100) mukaan.

$c_1/c_2$	$\leq 0,5$	1	2	$\geq 3$
$k$	0,45	0,6	0,7	0,8
$c_1$ ja $c_2$ ovat pilarin mitat				

Standardin SFS-EN 1992 (2015, s. 103-103) mukaan leikkausraudoittamattoman **pilarianturan** lävistyskestävyys määritetään yhtälöllä

$$v_{Rd} = C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} \cdot \frac{2d}{a} \geq v_{min} \cdot \frac{2d}{a}, \quad (94)$$

missä  $C_{Rd,c}$  on kerroin, joka huomioi pilarin koon ja rakenteen tehollisen korkeuden, kertoimella  $k$  huomioidaan rakenteen tehollinen korkeus,  $\rho_l$  huomioi rakenteen geometrisen raudoitussuhteen,  $a$  kuvaa etäisyyttä [mm] pilarin juuresta murtokartion

alareunaan,  $v_{\min}=0$  (Ympäristöministeriö 2019, s.20) on betonin lujuuden huomioiva kerroin.

Parametri  $C_{Rd,c}$  saadaan ympäristöministeriön (2019, s.20) mukaan yhtälöstä

$$C_{Rd,c} = \frac{0,3 \left( \frac{D}{d} + 1,5 \right)}{\gamma_c \left( \frac{D}{d} + 4 \right)}. \quad (95)$$

Yhtälössä (95) suorakaiteen muotoisen pilarin koko huomioidaan kaavalla

$$D = \sqrt{c_1 c_2}, \quad (96)$$

kertoimelle  $k$  saadaan arvo epäyhtälöstä

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2 \quad (97)$$

ja geometrinen raudoitussuhde huomioidaan yhtälöllä

$$\rho_l = \sqrt{\rho_{ly} \rho_{lz}} \leq 0,02, \quad (98)$$

missä  $\rho_{ly}$  ja  $\rho_{lz}$  ovat geometriset raudoitussuhteet, jotka lasketaan keskiarvoina leveydeltä, joka on  $3d$  pilarin molemmiin puolin. Raudoituksen on oltava ankkuroitunut alueen ulkopuolelta.

Leikkausraudoittamattoman **laatan** lävistyskestävyys määritetään standardin SFS-EN 1992 (2015, s. 103) mukaan yhtälöllä

$$v_{Rd,c} = C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp} \geq (v_{\min} + k_1 \sigma_{cp}) \quad (99)$$

missä  $k_1=0,1$  on puristus- tai vetojännitystä rajoittava kerroin,  $\sigma_{cp}=(\sigma_{cy}+\sigma_{cz})/2$  on puristus- tai vetojännitysten [MPa] keskiarvo (puristus positiivisena),  $\sigma_{cy}=N_{Ed,y}/A_{c,y}$  ja  $\sigma_{cz}=N_{Ed,z}/A_{c,z}$  ovat poikkileikkauksen puristus- tai vetojännitykset [MPa] suunnissa  $y$  ja  $z$ .

Leikkausraudoittamattoman **pilarianturan** (94) ja leikkausraudoittamattoman **laatan** (99) lävistyskestävyyden kaavojen alkuosa ( $C_{Rd,c} k (100\rho_l f_{ck})^{1/3}$ ) on molemmissa kaavoissa sama ja huomioi lävistävän pilarin koon, geometrisen raudoitussuhteen ja betonin lujuuden. Kaavassa (94) alkuosaa kerrotaan kertoimella ( $2d/a$ ), joka korjaa teräsbetonin lujuutta murtokartion kaltevuudella. Kaavaan (94) ei voida syöttää jännevoimaa, jolloin jännevoiman puristava ja lävistyskapasiteettia kasvattava vaikutus jää huomioimatta. Jännevoima on olennainen osa jälkijännitettyä pilarianturaa, joten kaava on sellaisenaan käyttökelpoinen.

Kaavassa (99) alkuosaan lisätään 10 % jännevoiman luomasta puristusjännitysten keskiarvosta ( $k_1 \sigma_{cp}$ ), mutta murtokartion kaltevuudella ei voida korjata betonin lujuutta, kuten kaavassa (94).

Kun tarkastellaan jälkijännitettyä pilarianturaa, on eurokoodin kaavojen mukaan valittava, hyödynnetäänkö murtokartion koko vai jännevoiman luoma puristusjännitys. Anturoissa murtokartion vaikutus on niin suuri, että parempi lävistyskapasiteetti saavutetaan huomioimalla pelkkä murtokartio kaavalla (94) (ks. taulukko 18). Tämä johtaa järjettömään tilanteeseen, jossa jännevoimalla ei ole merkitystä. Kuormien kasvaessa pelkän murtokartion koon huomioiminen harvoin riittää lävistysvoiman hallitsemiseen.

Tässä työssä haetaan ratkaisua ongelmaan soveltamalla osia pilarianturan ja laatan lävistyskestävyyden kaavoista (94) ja (99) siten, että murtokartion geometria ja jännevoima tulevat molemmat hyödynnettyä.

Heuristinen kaava on muotoa

$$v_{Rd,sov} = [C_{Rd,c} k (100\rho_l f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp}] \cdot \frac{2d}{a} \quad (100)$$

Hakasuluissa olevat termit huomioivat betonin lujuuden, pilarin koon, raudoituksen ja jännevoiman aiheuttaman puristusjännityksen ja näitä korjataan murtokartion

kaltevuudella. Näin teoriassa voidaan hyödyntää kaikki olennaiset suureet jälkijännitetyn pilarianturan lävistysmitoituksessa.

Koska kaava (100) on heuristinen ja sovellettu vain tähän ongelmaan, on sen antama kapasiteetti kyseenalaistettava. Jo kaavaa katsomalla voidaan todeta, että se antaa paremman kapasiteetin kuin kumpikaan kaavoista (94) tai (99). Jotta tiedämme millaisen suuruusluokan kaava (100) antaa lävistyskestävyydelle, on suoritettava vertailulaskentaa. Vertailulaskenta on tehty betoninormin kaavoilla. Perusteluna betoninormin käytölle vertailulaskelmissa on betoninormin kymmenien vuosien käyttö betonirakenteiden mitoituksessa Suomessa. Betoninormin kaavat huomioivat jännevoiman mekaanisessa raudoitussuhteessa.

#### 4.14.2 Betoninormi

Betoninormin (Suomen betoniyhdistys 2004, s. 39-40) mukaan lävistyskestävyyden on täytettävä ehto

$$V_u \geq V_{Ed,red}, \quad (101)$$

missä  $V_{Ed,red} = N_{Ed} - \Delta V_{Ed}$  on reducedoitunut lävistyskuorma [N],  $N_{Ed}$  kuvaa pilarille tulevaa pystykuormaa [N] murtorajatilassa,  $\Delta V_{Ed} = \sigma_{gd} A_u$  on suoraan maaperään menevä voima [N] aiheuttamatta lävistyskuormaa anturalle,  $\sigma_{gd}$  on mitoittava pohjapaine [MPa] vähennettynä anturan omalla painolla,  $A_u = (c_1 + 2d)(c_2 + 2d)$  on anturan pohjan pinta-ala [mm<sup>2</sup>], jolta ei muodostu lävistyskuormaa.

Betoninormin (Suomen Betoniyhdistys 1988, s. 4) mukaan leikkausraudoittamattoman laatan lävistyskestävyys saadaan yhtälöllä

$$V_u = V_c + V_p, \quad (102)$$

missä  $V_c = k\beta(1+50\rho')u d f_{cd}$  määrittää laatan lävistyskestävyyden,  $k$  on betonin tiheydestä riippuva kerroin,  $\beta$  kerroin huomioi kuorman epäkeskisyyden ja murtokartion pohjan pinta-alan,  $\rho'$  on geometrisen raudoitussuhteen ja jännevoiman huomioiva kerroin,  $u = 2(c_1 + 2d) + 2(c_2 + 2d)$  on lävistyskartion piiri [mm],  $V_p = 0,9P(\alpha_1 + \alpha_2)$  on jännevoiman



komponentti leikkausvoiman suunnassa,  $P$  on enintään  $0,5d$  etäisyydellä tuen reunasta olevien jänteiden jännevoima [N] ja  $\alpha$ -kertoimet ovat jänteiden ja rakenteen pituusakselin väliset kaltevuuskulmat tuen molemmin puolin enintään  $0,5d$  etäisyydellä tuen reunasta.

Parametrin  $k$ -arvot riippuvat betonin tiheydestä seuraavasti

$$k = \begin{cases} 1,6 - d [m] \geq 1, \text{ kun } \rho_c = 2400 \frac{kg}{m^3} \\ 1, \text{ kun } 1800 \frac{kg}{m^3} \leq \rho_c < 2400 \frac{kg}{m^3} \\ 0,85, \text{ kun } \rho_c < 1800 \frac{kg}{m^3} \end{cases} . \quad (103)$$

Kerroin  $\beta$  saa arvon yhtälöstä

$$\beta = \frac{0,4}{1 + \frac{1,5e'}{\sqrt{A_u}}} \quad (104)$$

missä  $e$  on lävistysvoiman epäkeskeisyys [mm] laskettuna leikkautuvan alueen pintakeskiöön.

Geometrinen raudoitussuhde ja jännevoima huomioidaan epäyhtälöllä

$$\rho' = \sqrt{(\rho_z + \rho_{pz}) \cdot (\rho_y + \rho_{py})} \leq 8 \text{ ‰}, \quad (105)$$

missä  $\rho_z$  ja  $\rho_y$  ovat suuntien  $z$  ja  $y$  ankkuroituneiden betoniterästen suhteelliset teräspinta-alat etäisyydellä  $0,5d$  tuen reunasta,  $\rho_{pz} = P_{mz,t}/(L_z h f_{yk})$  ja  $\rho_{py} = P_{my,t}/(L_y h f_{yk})$  ovat suhteelliset jännevoimat huomioivat kertoimet.

#### 4.14.3 Eri lävistyskestävyyskaavojen käyttöasteet

Lävistyskestävyyttä on määritetty neljällä eri tavalla, joista kolme ensimmäistä kaavaa (94), (99), (100) perustuvat eurokoodiin ja viimeinen (102) betoninormiin. Kaksi ensimmäistä ovat eurokoodin kaavoja ja kolmas tässä työssä sovellettu heuristinen lävistyskestävyyden kaava.

Kaavojen tuottamat käyttöasteet on esitetty taulukossa 18. Taulukossa esitetyt käyttöasteet on laskettu tämän työn liitteistä löytyvän esimerkin pohjalta. Taulukkoon on eritelty kaavat, joiden mukaan lävistyskestävyys ja käyttöaste on saatu. Eurokoodin ja betoninormin kapasiteetteja ei voi verrata toisiinsa suoraan, koska lävistysrasitusten laskenta poikkeaa toisistaan. Oikea tapa on verrata käyttöastetta, kuten taulukossa on esitetty.

Taulukko 18. Esimerkkilaskelman lävistyskestävyyden kapasiteetit.

mitoitustapa	SFS-EN $V_{Rd}$ kaava (94)	SFS-EN $V_{Rd,c}$ kaava (99)	SFS-EN $V_{Rd,sov}$ kaava (100)	B4 $V_c$ kaava (102)
lävistyskestävyys	0,656 MPa	0,399 Mpa	0,905 Mpa	1996,159 kN
lävistysrasitus	0,866 Mpa	0,866 Mpa	0,866 Mpa	1751,193 kN
käyttöaste	132,0 %	217,0 %	<b>95,7 %</b>	<b>87,7 %</b>

Taulukosta huomataan, että lävistyskestävyyden kaavat (94) ja (99) eivät kuvaa realistisesti lävistyskapasiteettia verrattuna kaavoihin (100) ja (102). Kuten edellä on mainittu, tämä johtuu siitä, etteivät kaavat huomioi jännevoimaa (kaava (94)) tai murtokartiota (kaava (99)). Käyttöasteista huomataan myös, että murtokartiolla on huomattavasti suurempi merkitys kuin jännevoimalla.

Kun verrataan lävistyskapasiteetteja tässä työssä laaditun heuristisen kaavan (100), jossa huomioidaan murtokartio ja 10 % puristusjännityksestä, ja betoninormin kaavan (102) välillä, huomataan, että kapasiteettien ero on 8%. Betoninormin mukainen lävistyskestävyyden kaava antaa suuremman kapasiteetin. Voidaan todeta, että ainakin liitteissä olevan esimerkin tapauksessa uusi sovellettu kaava (100) antaa erittäin vertailukelpoisen lävistyskestävyyden verrattaessa kapasiteettia betoninormiin. Lävistyskestävyyden arvo kaavalla (100) laskettuna on varmalla puolella verrattuna betoninormin mukaiseen arvoon.

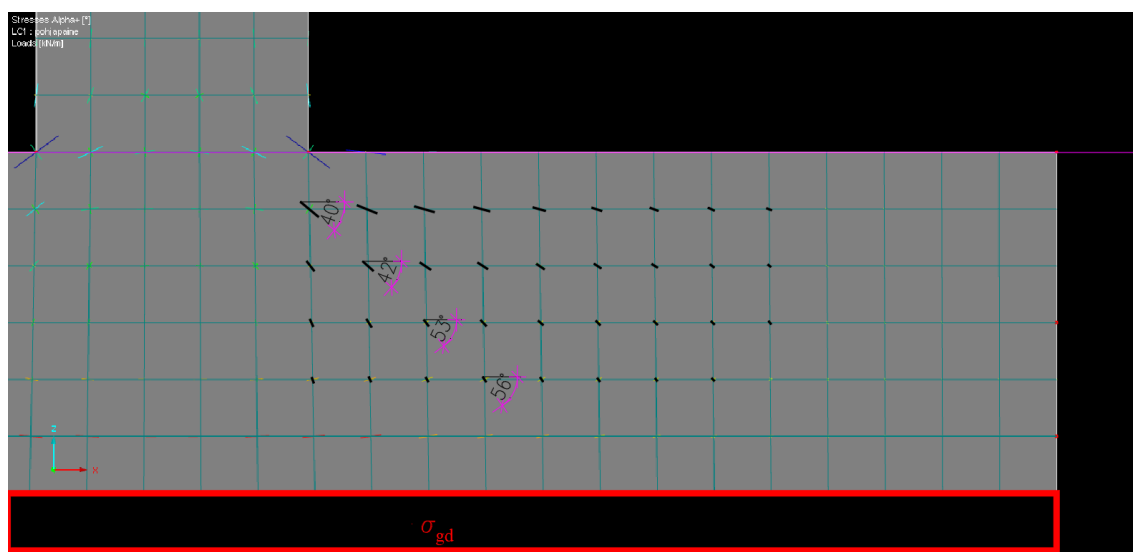
Taulukon 18 mukaisista korkeista käyttöasteista huomataan, että lävistyskapasiteetti määrittäneen koko rakenteen käyttöasteen.

#### 4.15 Jännevoiman vaikutus murtokartion kokoon

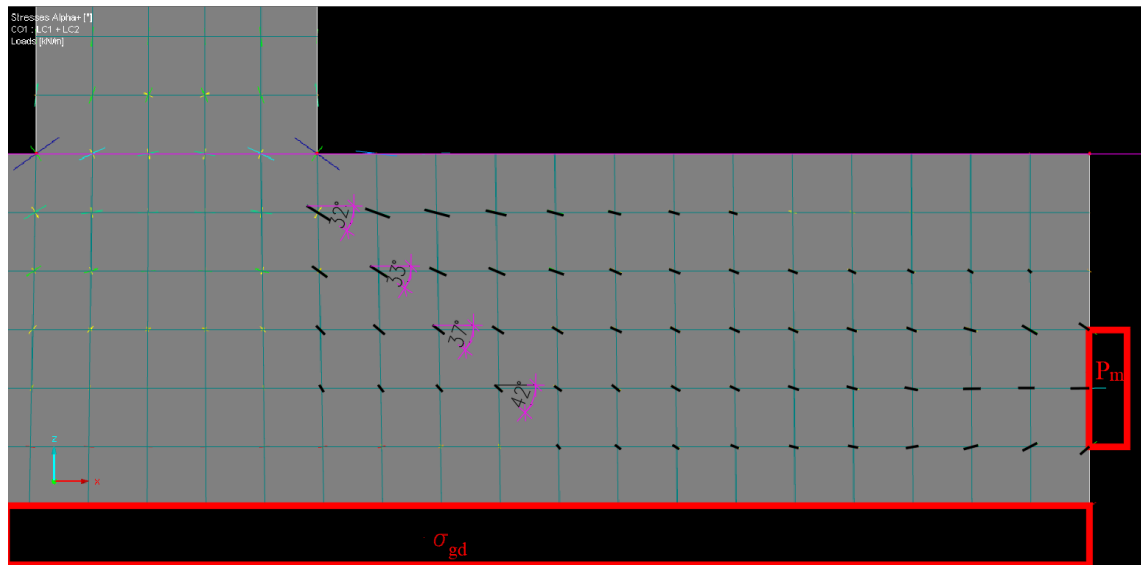
Edellisessä kappaleessa havainnollistettiin, ettei standardi SFS-EN 1992 huomioi kaavoissa jännitetyn pilarianturan jännevoimaa. Ongelmaan esitettiin ratkaisu soveltamalla eurokoodin kaavoja siten, että jännevoima voidaan huomioda kaavalla (100). Voisimmeko käyttää suoraan eurokoodin pilarianturan lävistyskestävyyden kaavaa (94) huomioimalla jännevoiman lävistyskestävyyttä kasvattavaa vaikutusta murtokartiota suurentamalla?

Jännevoiman vaikutusta murtokartion kokoon voidaan tarkastella yksinkertaistamalla kolmiulotteinen ongelma kaksiulotteiseksi tasojännitystilaksi. Vaikka tasojännitystilalla ei ole optimaalinen laskentamenetelmä anturoita tarkasteltaessa, tasojännitystilalla on tarkoitus ainoastaan havainnollistaa, kuinka jännevoima vaikuttaa pääjännitysten kulmaan suhteessa x-akseliin. Tämä on havainnollisinta esittää tasojännitystilana.

Tilannetta mallinnetaan elementtimenetelmillä käyttämällä Dlubal RFEM 5.21 ohjelmistoa. Malli tehdään tasojännitystilassa (2D) pilarin (480 mm) levyisenä kaistana. Anturan dimensiot ja kuormitukset ovat liitteenä olevan esimerkin mukaiset. Vaakakuormaa ei huomioda. Tuloksissa esitetään pinnan pääjännitysten kulmat suhteessa x-akseliin. Kuvassa 14 on esitetty tasaisen pohjapaineen vaikutus kulmaan ja kuvassa 15 tilanteeseen on lisätty jännevoiman vaikutus.



Kuva 14. Tasojännitystilan pääjännitysten kulma suhteessa x-akseliin kuormana tasainen pohjapaine.



Kuva 15. Tasojännitystilän pääjännitysten kulma suhteessa x-akseliin kuormana tasainen pohjapaine ja jännevoima.

Kuvista nähdään, että jännityksen suunta alkaa loiventua jännevoiman vaikutuksesta, jolloin murtokartion koon voidaan tulkita kasvavan parantaen anturan lävistyskapasiteettia. Kuten edellä mainittiin, tasojännitystila ei suoraan sovellu anturan jännitysten tarkasteluun, joten murtokartion määrittäminen tasojännitystilän perusteella suoraan ei ole suositeltavaa. Toki vertailulaskentaa jännevoiman vaikutuksesta voidaan suorittaa kasvattamalla murtokartion kokoa tasojännitystilän mukaan. Kuvien 14 ja 16 mukaan murtokartion määrittelevän  $a$ -mitan arvioidaan kasvavan noin 15 %. Lävistyskapasiteetissa leikkausraudoittamattoman pilarianturan kaavalla (94) laskettuna tämä tarkoittaisi noin 20 % kapasiteetin kasvua tasaisesti kuormitetulle anturalle jännevoiman vaikutuksesta.

On kuitenkin huomioitava, että murtokartion koon kasvattaminen **ei aina** lisää anturan kapasiteettia, mikäli  $a$ -mitan maksimiarvona käytetään  $2d$ . Näin näyttäisi olevan varsinkin hoikilla anturoilla. Tätä asiaa on tarkasteltu yksityiskohtaisemmin seuraavassa kappaleessa.

#### 4.16 Kriittisen a-mitan määrittely

Anturan lävistyskestävyydestä on tehty tutkimus, jossa tutkimusryhmä kuormitti pilarianturan murtoon. Suchardan et al. (2018, s. 2) julkaisun mukaan koekuormitetun anturan korkeus oli 120 mm ja anturan pinta-ala 1950 mm \* 2000 mm. Raudoituksena käytettiin B500B T8 k/k 100 verkkoa, betonin ollessa lujuusluokaltaan C16/20. Anturaan luotiin pystysuuntainen, keskeinen kuormitus 200 mm \* 200 mm pinta-alalle. Kuormitusta jatkettiin anturan murtumiseen saakka.

Artikkelissa (Sucharda et al. 2018, s. 12) esitellyistä tuloksista huomataan, että murtokartion muodostama todellinen a-mitta lävistysmurrossa oli  $1,7d$ , joka on lähellä standardin SFS-EN 1992 (2015, s. 97) mukaista arvoa  $2d$ . Anturassa oli havaittavissa taivutuksen aiheuttamia murtumia.

Tutkimuksen todellisen a-mitan poikkeuksellisen leveyden ( $1,7d$ ) selittää anturan hoikkuus. Hoikalla laatalla murtokartio pystyy leviämään Nykyrin (2014, s. 64) teorian mukaan leveämmälle, jolloin murtomekanismi vastaa hyvin tutkimuksessa havaittua. Tätä asiaa on käsitelty tarkemmin kappaleessa 4.14.1. Tutkimuksen johtopäätöksissä (Sucharda et al. 2018, s. 12) todetaan, että laskennassa käytetty a-mitta ( $2d$ ) on varmalla puolella verrattuna toteutuneeseen murtotilanteeseen ( $1,7d$ ). Tämä johtopäätös on oikea, mutta vain hoikilla anturoilla. Mikäli anturan paksuus kasvaa, muuttuu myös kriittisen a-mitan etäisyys pilarin juuresta olennaisesti. Tämä todistetaan alla matemaattisesti.

Johdetaan tasaisesti kuormitetulle anturalle kestävyiden funktio  $V_{Ed}(a)$ , jossa muuttujana on a-mitta. Havainnollistetaan kriittisen a-mitan suhdetta lävistyskestävyyteen anturan korkeutta manipuloimalla.

Kun anturaa ei rasita vaakakuorma, voidaan leikkausjännityksen kaavasta (92) jättää jälkimmäinen osa pois, jolloin kaava supistuu muotoon

$$v_{Ed} = \frac{V_{Ed,red}}{ud}. \quad (106)$$

Sijoittamalla  $V_{Ed,red}=V_{Ed}-\Delta V_{Ed}$ , missä  $\Delta V_{Ed}=\sigma_{gd}\Delta A_{red}$  ja edelleen  $\sigma_{gd}=V_{Ed}/A_T$ , saadaan yhtälö muotoon

$$v_{Ed} = \frac{V_{Ed} - \frac{V_{Ed}}{A_T} \cdot \Delta A_{red}}{ud}. \quad (107)$$

Ottamalla yhteiseksi tekijäksi  $V_{Ed}$  saadaan

$$v_{Ed} = \frac{V_{Ed} \left(1 - \frac{\Delta A_{red}}{A_T}\right)}{ud}. \quad (108)$$

Sijoittamalla leikkausjännityksen  $v_{Ed}$  paikalle suoraan leikkausraudoittamattoman anturan leikkauskestävyys  $v_{Rd}$  kaavasta (94), saadaan

$$C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{\frac{1}{3}} \cdot \frac{2d}{a} = \frac{V_{Ed} \left(1 - \frac{\Delta A_{red}}{A_T}\right)}{ud} \quad (109)$$

ja ratkaistaan anturan lävistyskestävyys pystysuoralle kuormalle

$$V_{Ed} = \frac{C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{\frac{1}{3}} \cdot \frac{2d}{a} \cdot ud}{1 - \frac{\Delta A_{red}}{A_T}}. \quad (110)$$

Koska tavoite on esittää kestävyysfunktion muuttujalla  $a$ , ei yhtälössä voi olla muita tuntemattomia muuttujia. Näin ollen syötämme yhtälöön lävistyskartion tarkistuspiirin  $u=2(c_1+c_2)+2\pi a$  sekä pinta-alan, jolta pohjapaine ei kehitä lävistävää kuormaa  $\Delta A_{red}=2a(c_1+c_2)+\pi a^2+c_1c_2$ .

Nyt voidaan kirjoittaa kriittisen lävistysmurron funktio muuttujalla  $a$

$$V_{Ed}(a) = \frac{C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{\frac{1}{3}} \cdot \frac{2d}{a} \cdot (2(c_1 + c_2) + 2\pi a)d}{1 - \frac{2a(c_1 + c_2) + \pi a^2 + c_1 c_2}{A_T}}. \quad (111)$$

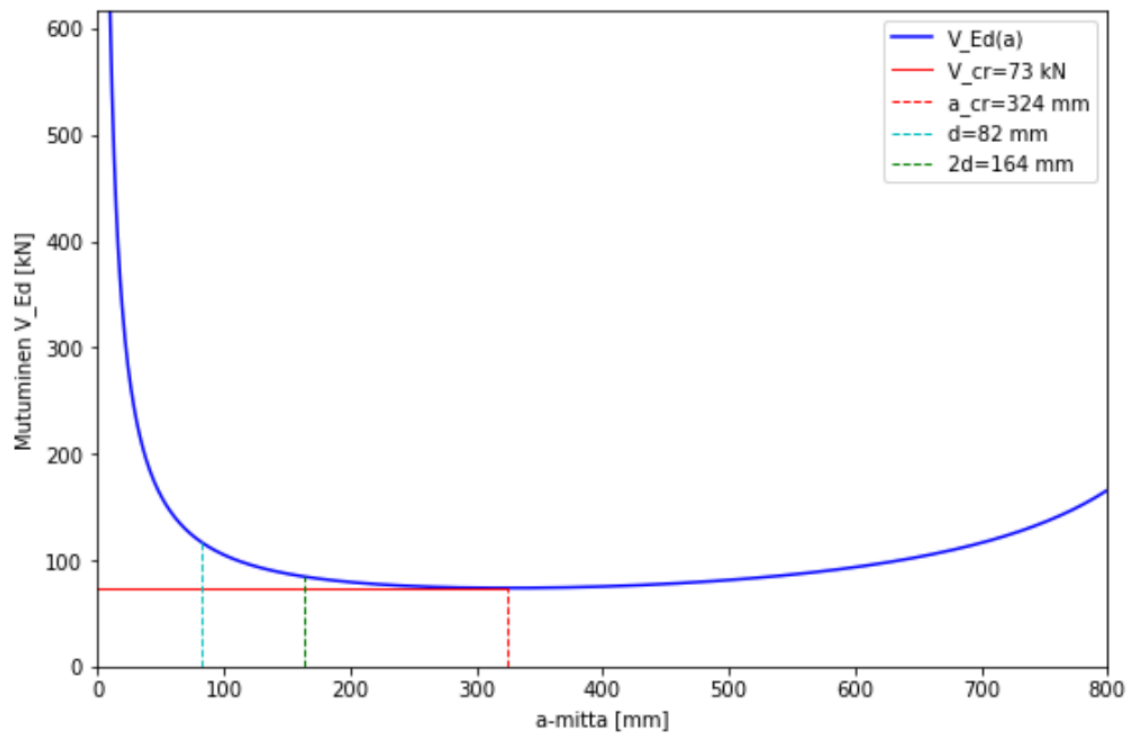
Edelleen funktiosta (111) voidaan ratkaista kriittinen  $a$ -mitta derivoimalla funktio, merkitsemällä derivaatta nolaksi ja ratkaisemalla  $a$ . Merkitään

$$V_{Ed}'(a) = 0 \quad (112)$$

ja ratkaistaan  $a$ , jolla yhtälö (111) antaa heikoimman kantavuuden murtumista vastaan, jolloin ratkaisu on varmin mahdollinen. Funktion (111) derivoimista nollakohdan ratkaisemista ja funktion piirtämistä ei liene tarkoituksenmukaista tehdä käsin, joten differentiaalilaskenta tehdään Python ohjelmointikielellä, jolloin ratkaisu voidaan parametrisoida.

Esitetään yllä olevien yhtälöiden mukaisesti kaksi esimerkkiratkaisua, joissa todistetaan, että kriittiseen  $a$ -mittaan vaikuttaa olennaisesti anturan korkeus kaikkien muiden parametrien pysyessä samana. Anturan parametreina käytetään samoja arvoja kuin Suchardan et al. (2018, s. 2) artikkelissa seuraavasti:

- $f_{ck} = 16 \text{ MPa}$
- $\gamma_c = 1.5$
- $L = 2000 \text{ mm}$
- $B = 1950 \text{ mm}$
- $c_1 = c_2 = 200 \text{ mm}$
- $\phi_s = 8 \text{ mm k/k } 100 \text{ mm}$
- $c_{nom} = 29 \text{ mm}$

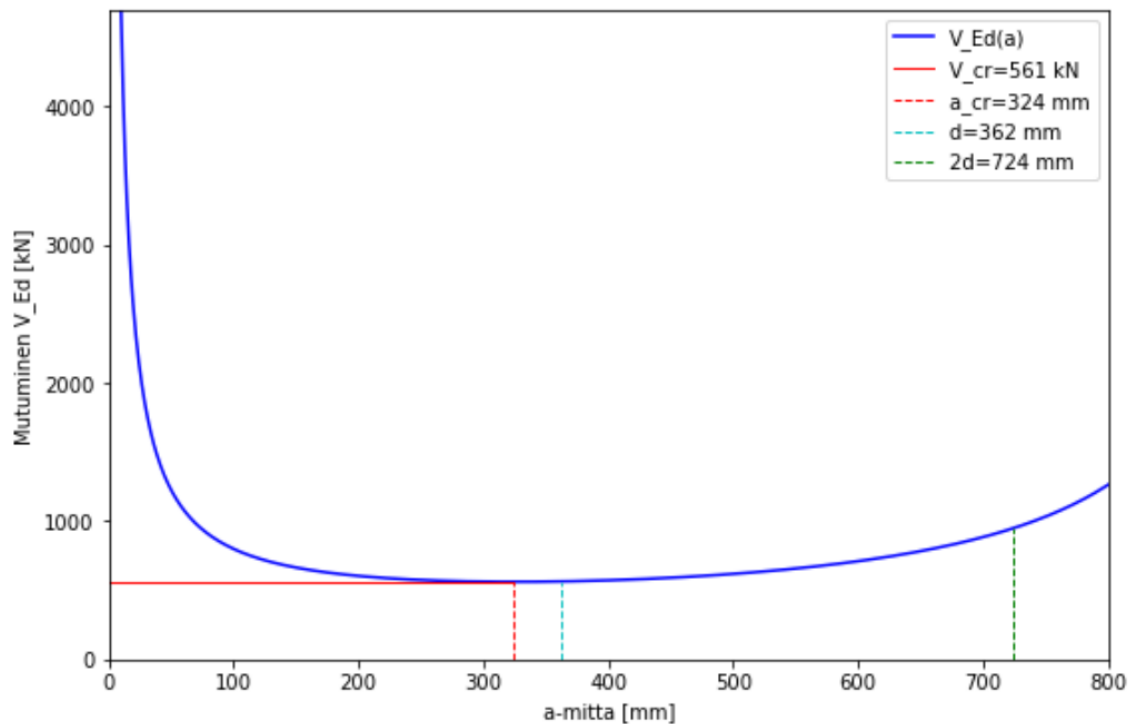


Kuva 17. Funktio  $V_{Ed}(a)$  kaavan (111) mukaan anturan korkeuden ollessa **120 mm**.

Kuvassa 17 lasketun tapauksen kuvaajasta huomataan, että  $a$ -mitan kasvaessa arvoon  $a_{cr}=324$  mm (derivaatan nollakohta), anturan kapasiteetti pienenee, jonka jälkeen kapasiteetti kasvaa. Näin ollen  $a$ -mitan valitseminen etäisyydelle  $2d$  antaa varmalla puolella olevan ratkaisun, kuten myös Suchardan et al. (2018, s 12) artikkelissa todetaan. Tutkimuksen mukaan murtokartio muodostui  $1,7d$  päähän pilarin juuresta, lävistävän voiman ollessa viisinkertainen laskettuun kapasiteettiin.

Toisessa esimerkissä kaikki parametrit pysyvät ennallaan lukuun ottamatta anturan korkeutta, joka kasvatetaan 400 mm:iin.





Kuva 18. Funktio  $V_{Ed}(a)$  kaavan (111) mukaan anturan korkeuden ollessa **400 mm**.

Kuvasta 18 huomataan, että derivaatan nollakohta ( $a_{cr}$ ) säilyy samana anturan korkeudesta riippumatta mutta murtokartion määrittelyssä käytettävä tehollinen korkeus  $d$  kasvaa samassa suhteessa anturan korkeuden kanssa. Tämä muodostaa laskennallisen ongelman, mikäli kestävyys oletetaan olevan varmalla puolella poikkeuksetta  $a$ -mitan kasvaessa. Kuvaajasta nähdään, että kriittinen  $a$ -mitta on itseasiassa tehollista korkeuttakin  $d$  pienempi arvo, puhumattakaan etäisyydestä  $2d$ .

Johtopäätöksenä voidaan todeta, että kriittinen  $a$ -mitta  $a_{cr}$  tulisi **aina** määrittää tarkasti joko laskemalla tai iteroimalla ja vasta sen jälkeen arvioida mitä  $a$ -mittaa käytetään mitoituksessa. Syytä on myös huomioda, että ainakin hoikalla anturalla Suchardan et al. (2018, s. 5) mukaan laskennallinen lävistyskestävyys  $a$ -mitalla  $2d$  on viisinkertainen verrattuna todelliseen murtokuormaan. Näin ollen kyseisessä tapauksessa laskettu lävistyskestävyys on reilusti varmalla puolella, kunhan  $a$ -mitta rajoitetaan  $d \leq a \leq 2d$ . Herääkin kysymys: Päteekö sama viisinkertainen varmuus paksuille, hauraasti murtuville anturoille? Vastaus vaatisi paksun anturan kuormituksen murtoon, josta ei liene ainakaan julkaistuja tutkimuksia. Lävistävien voimien ollessa suuruusluokaltaan tuhansia kilonewtoneja, vaatimukset kuormituskalustolle lienevät kohtuuttomia.

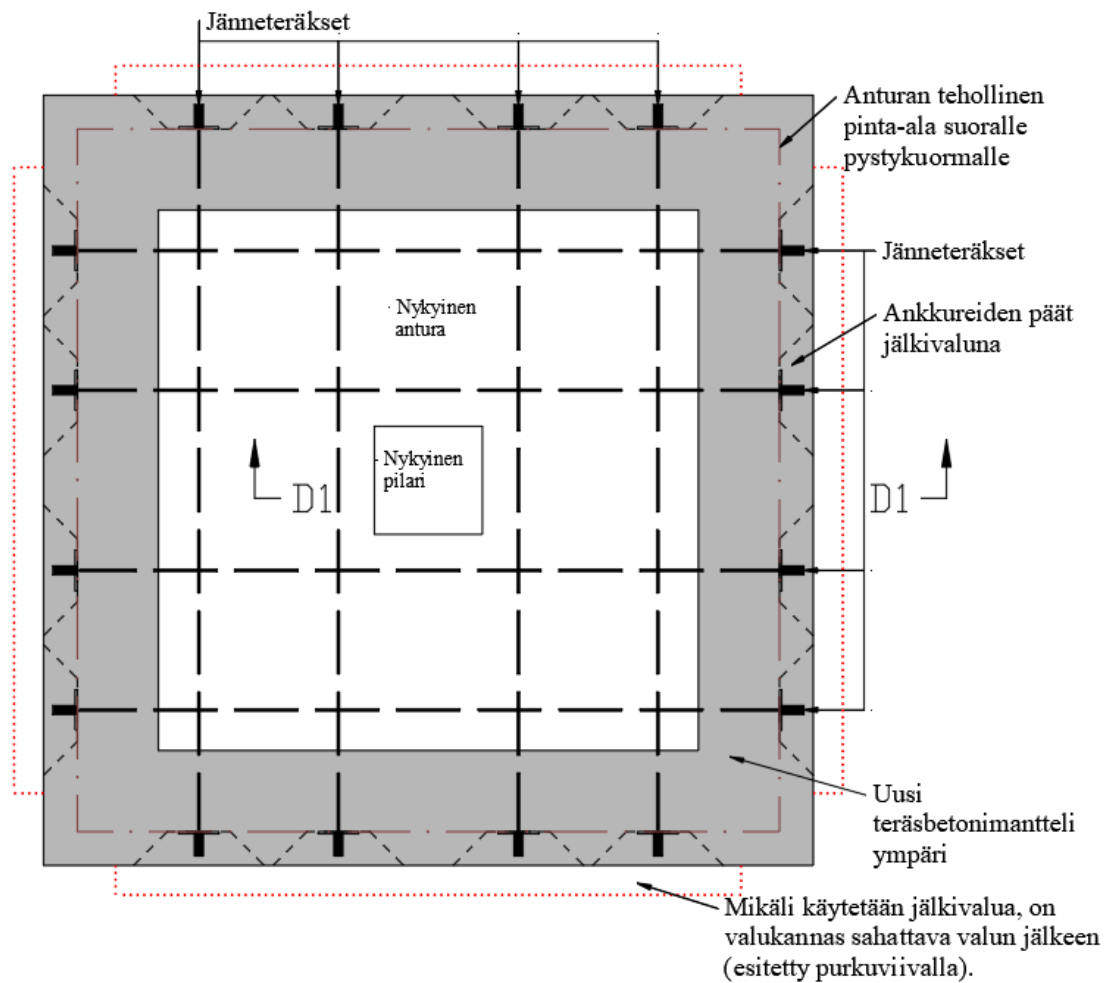
#### 4.17 Jälkijännitetyn pilarianturan käyttöikä ja detaljit

Rakenteen käyttöikää ja rasitusluokkia on käsitelty yleisesti kohdassa 2.6. Tässä kohdassa keskitytään rakenteen käyttöikään detaljien kannalta. Detaljeihin on syytä kiinnittää erityistä huomioita, koska kosteusrasitus anturalle on jatkuvaa ja tulevaisuudessa rakenne on erittäin hankalasti korjattavissa maan alta.

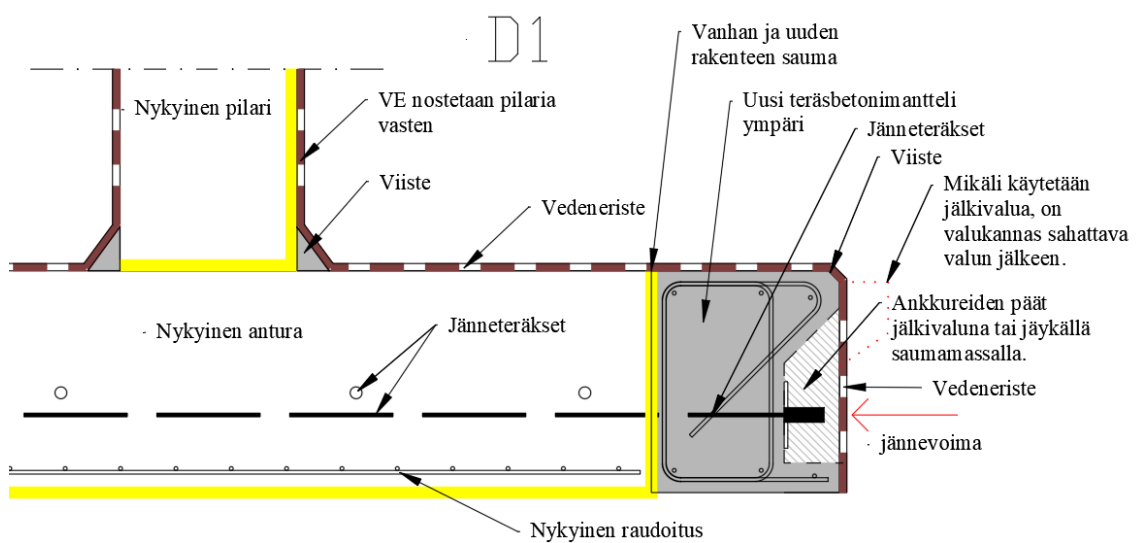
Jälkijännitysmenetelmän mukaan jänneterästagot suojataan injektoimalla porareikä injektointimassalla, joka on tärkein suoja korroosiota vastaan. Injektoinnin onnistuessa jänneterästagot ovat hyvin suojassa rakenteen sisällä. Suurimmat riskipaikat korroosion kannalta ovat vanhan ja uuden rakenteen sauma sekä ankkureiden päät.

Vanhan anturan ja uuden manttelin väliin jää sauma. Sauma tulee vedeneristää kumibitumikermein. Suositeltavaa on vedeneristää koko anturan yläpinta ja nostaa vedeneristettä pilaria vasten mahdollisuuksien mukaan täyttöjen yläpuolelle. Uuden manttelin reunat tulee pyöristää, jotta vedeneristeeseen ei tule suoria kulmia.

Ankkureiden päät jäävät anturan tehollisen pinta-alan ulkopuolelle, eikä niitä voi jättää altistumaan ympäristön rasitukselle. Ankkureiden päiden käsittelylle on olemassa useampi vaihtoehto. Yksi vaihtoehto on valaa ankkurit niille varattuun koloon manttelin sisään. Tällöin manttelin muottityö on monimutkaisempi, mutta jälkivalun ja manttelin väliin ei jää ylimääräistä työsaumaa. Kun mantteli on kovettunut ja jännitystyö on tehty, voidaan ankkureiden kohdat valaa painevaluna tai täyttää kolot jäykällä saumamassalla. Painevalua käytettäessä jää valu-uloke anturan ulkopuolelle, jolloin vedeneristeeseen vieminen anturan kylkiin on hankalaa ilman, että valu-uloke oikaistaan timanttisauhaksena samaan tasoon anturan reunan kanssa. Saumamassalla tehtäessä ylimääräistä timanttisahausta ei tarvita, mutta saumamassa jää kovettuessaan täyttöasteeltaan aina painevalusta. Tämä vaihtoehto on esitetty alla kuvissa 19 ja 20.



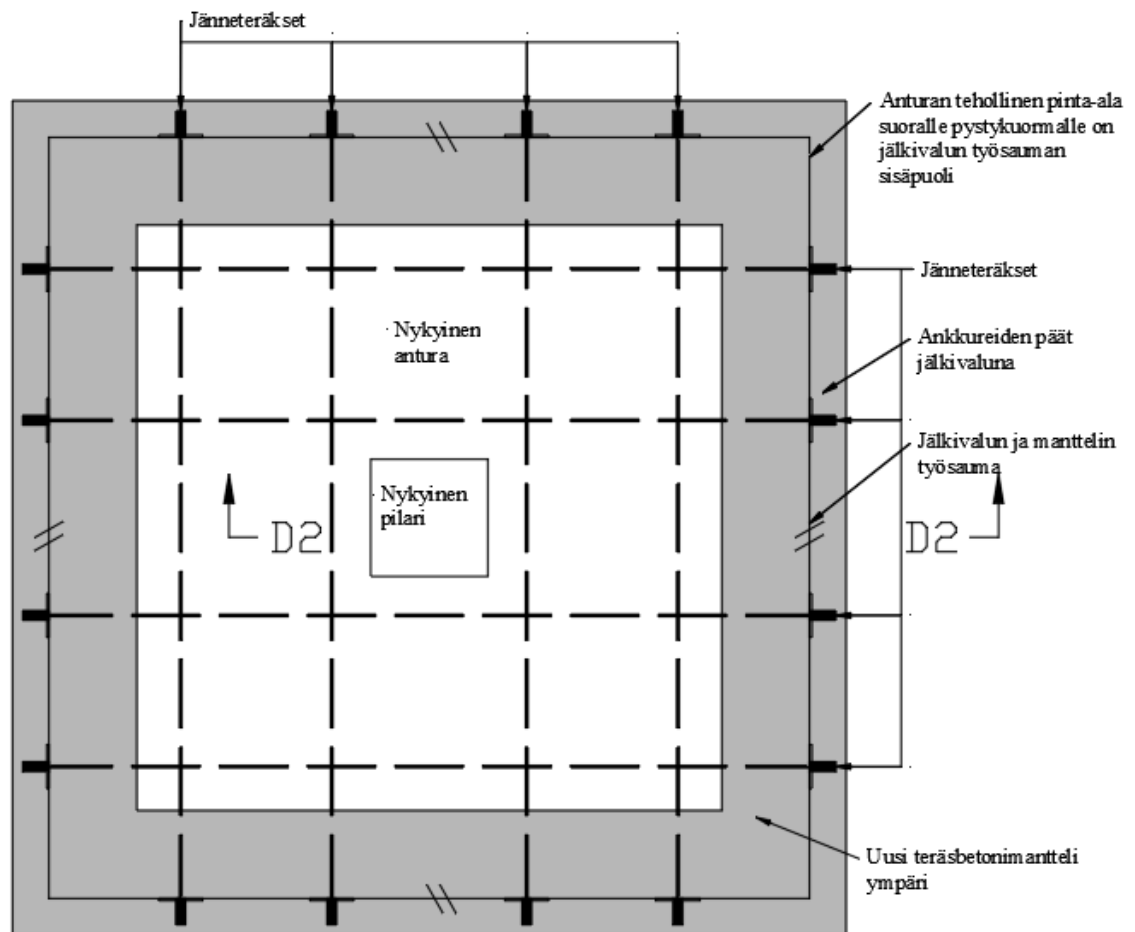
Kuva 19. Antura kuvattuna päältä, vaihtoehto 1.



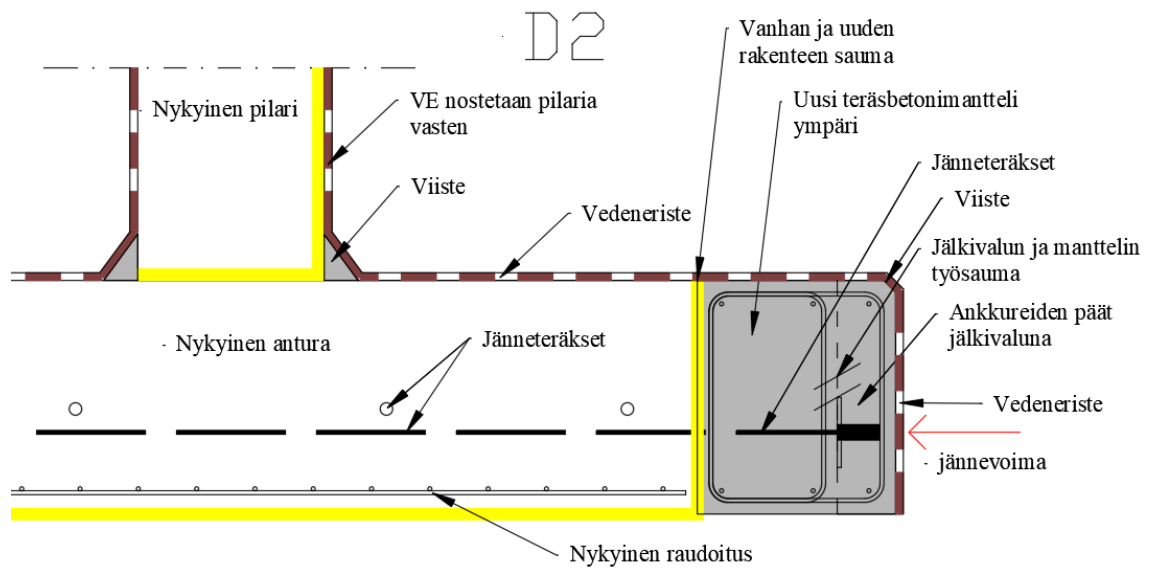
Kuva 20. Leikkaus anturan päästä (D1) kuvasta 19.

Toinen ja työteknisesti helpompi vaihtoehto on valaa manttelin kylki suorana, jolloin ankkurit jäävät manttelin ulkopuolelle. Jännitystyön jälkeen ankkureiden ulkopuoli muotitetaan ja ankkurit valetaan suorana valuna umpeen, jolloin timanttisahausta tai jäykkien saumamassojen käyttöä ei tarvita. Toisaalta manttelin ja ankkurin jälkivalun väliin jää ylimääräinen työsauma. Näin ollen vedeneriste on erityisen tärkeä ulottaa koko rakenteen yli. Tämä vaihtoehto on esitetty kuvissa 1,21 ja 22.

Huomionarvoista on, että jälkivalujen ansiosta antura kasvaa yli tehollisen pinta-alan. Suojavaluja ei voida kuitenkaan laskea anturan teholliseen pinta-alaan. Anturan tehollisen pinta-alan määrittämisessä käytetään aina ankkureiden väliin jäävää pinta-alaa.



Kuva 21. Antura kuvattuna päältä, vaihtoehto 2.



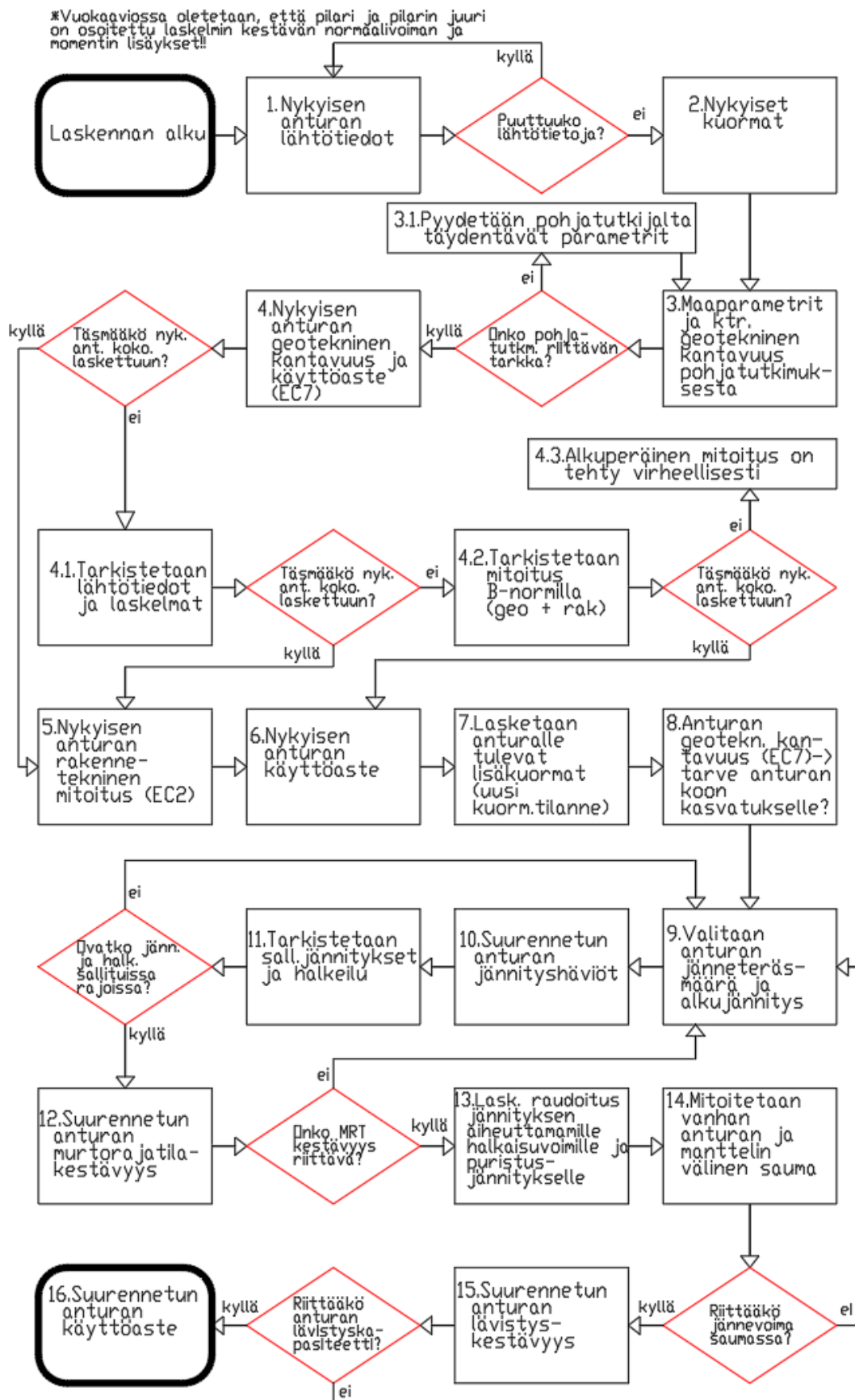
Kuva 22. Leikkaus anturan päästä (D2) kuvasta 21.

## 5 MITOITUKSEN VAIHEET VUOKAAVIONA

Jälkijännitetyn pilarianturan kapasiteetin kasvattaminen koostuu kahdesta eri suunnittelualasta, jotka ovat geo- ja rakennetekninen suunnittelu. Rakennetekninen suunnittelu jakautuu edelleen teräs- ja jännebetonin suunnitteluun. Rakenteet, joihin menetelmää sovelletaan ovat yleensä yksilöllisiä korjausrakentamisen kohteita, eli rakenteet ovat vanhoja ja niillä on kuormitus päällä. Lisäksi on tavallista, että nykyisen rakenteen lähtötiedot ovat puutteelliset. On siis todettava, että jälkijännitetyn pilarianturan mitoitus sisältää useita vaiheita ja toisistaan riippuvia muuttujia. Näin ollen yksiselitteistä ja kaikissa kuviteltavissa olevissa tapauksissa toimivaa laskentapohjaa ei ole järkevää yrittää laatia.

Sen sijaan vuokaaviolla pystytään kuvaamaan laskennan vaiheet tarkasti. Kaavio on laadittu helpottamaan suunnittelua ja hahmottamaan mitkä laskennan vaiheet kytkeytyvät toisiinsa voimakkaammin kuin toiset. Vuokaaviosta huomataan esimerkiksi, että jänneteräsmäärällä ja alkujännityksellä voidaan vaikuttaa useaan rakenteen toimintaperiaatteeseen kuten murtorajatilakestävyyteen, uuden ja vanhan rakenteen sauman kestävyys sekä lävistyskestävyyteen. Laskenta etenee 16 vaiheessa alusta korjatun rakenteen käyttöasteeseen. Vuokaavio on esitetty kuvassa 23.

Vuokaaviossa oletetaan, että perustukseen liittyvä pilari ja pilarin juuri on tarkasteltu laskennallisesti ja lisäkuormat on todettu kestäviksi. Pilarin vahvistaminen katsotaan aiheen laajuuden takia erilliseksi kokonaisuudeksi, kuitenkin yhtä tärkeäksi kuin anturan vahvistaminenkin.



Kuva 23. Jälkijännitetyn pilarianturan kapasiteetin kasvattamisen vuokaavio.

Eritellään vuokaavion vaiheet tarkemmin:

Oletetaan, että pilari ja pilarin juuri on todettu laskennallisesti lisäkuormat kestäviksi. Mikäli pilarin kestävyys ei ole riittävä, on pilarin vahvistaminen mitoitettava ja suunniteltava erillisenä kokonaisuutena.

1. Selvitetään nykyisen anturan lähtötiedot.
  - a. nykyisen anturan koko: pituus, leveys ja korkeus
  - b. betonin ominaislujuus  $f_{ck}$
  - c. betonin kimmokerroin  $E_{cm}$
  - d. betoniteräksen ominaislujuus  $f_{yk}$
  - e. betoniteräksen kimmokerroin  $E_s$
2. Määritetään nykyiset kuormat anturalle.
  - a. rakenteiden omat painot
  - b. muuttuvat kuormat
    - i. hyöty
    - ii. tuuli
    - iii. lumi
    - iv. jää
  - c. kuormitusyhdistelyt
    - i. murtorajatila ULS
    - ii. käyttörajatila SLS
      1. ominaisyhdistelmä
      2. tavallinen yhdistelmä
      3. pitkäaikaisyhdistelmä
3. Tarkistetaan maaparametrit ja käyttörajatilan geotekninen kantavuus pohjatutkimuksesta.
  - a. maan tilavuuspaino
  - b. kitkakulma
  - c. tehokas koheesio
  - d. maapohjan geotekninen kantavuus käyttörajatilassa
4. Määritetään nykyisen anturan geotekninen kantavuus ja käyttöaste SFS-EN 1997 ja DA\* mukaan.



- a. Tuloksena saadaan anturalle koko, jota verrataan nykyisen anturan tunnettuun kokoon. Kokojen tulee vastata toisiaan.
5. Tehdään rakennetekninen mitoitus nykyiselle anturalle SFS-EN mukaan.
  - a. Täsmääkö raudoitus nykyiseen raudoitukseen?
6. Saadaan nykyisen anturan käyttöaste (geo. + rak.).
7. Määritetään uudet kuormat anturalle kuten kohdassa 2.
8. Määritetään uuden kuormitustilanteen mukainen geotekninen kantavuus anturalle SFS-EN 1997 ja DA\* mukaan.
  - a. Onko nykyisen anturan kokoa tarvetta kasvattaa?
  - b. Jos on, niin määritetään uuden manttelin koko.
9. Valitaan kasvatetun anturan jänneteräsmäärä ja alkujännitys.
10. Määritetään jännityshäviöt.
11. Tarkistetaan, että jännitykset ja halkeamaleveydet ovat sallituissa rajoissa.
12. Määritetään anturan murtorajatilakestävyys taivutukselle.
13. Lasketaan vaadittu raudoitus jännevoimien aiheuttamille halkaisuvoimille ja puristusjännityksille.
14. Mitoitetaan vanhan anturan ja manttelin välinen sauma.
  - a. leikkaus
  - b. taivutus
15. Määritetään suurennnetun anturan lävistyskestävyys.
  - a. Mitoitus tehdään tämän työn kohdan 4.14.1 ja kaavan (100) mukaan.
  - b. Verrataan lävistyskestävyyttä betoninormin mukaiseen lävistyskestävyyden arvoon kohdan 4.14.2 mukaan.
16. Lopuksi saadaan suurennnetun anturan käyttöaste.

## 6 JOHTOPÄÄTÖKSET

Työn edetessä huomattiin, että pilarianturan vahvistaminen jälkijännittämällä on yllättävän monivaiheinen projekti. Mitoitusmenettely eurokoodeilla (SFS-EN 1992 ja SFS-EN 1997) on mahdollinen. Suurimman haasteen aiheuttaa eurokoodin mukainen lävistysmitoitus. Eurokoodi ei tunne jälkijännitettyä pilarianturaa, jolloin jännevoiman huomioiminen suoraan eurokoodin kaavoilla ei ole mahdollista. Tässä työssä laadittiin heuristinen kaava jälkijännitetyn pilarianturan lävistyskestävyydelle, jolla voidaan huomioida jännevoima ja lävistysmurrossa syntyvän murtokartion koko. Koska kaava on heuristinen, tulee aina kaavaa käytettäessä tehdä vertailulaskentaa esim. betoninormin mukaan. Laskennassa on huomioitava, että lävistysrasitus lasketaan eurokoodilla ja betoninormilla eri tavoin, joten lävistyskestävyyksiä ei voi verrata ilman, että rasitukset on määritetty ko. laskentatavan mukaisesti ja vertailu tehdään käyttöasteiden välillä. Pilarianturassa lävistysmitoituksen merkitys on suuri, koska lävistyskestävyys on usein koko anturan mitoittava suure.

Lävistysmitoitukseen vaikuttava murtokartion koko (a-mitta) vaikuttaa olennaisesti anturan lävistyskapasiteettiin. Murtokartion kriittinen koko tulisi aina selvittää ennen kuin mitoituksessa käytetty murtokartion koko valitaan. Murtokartion kriittinen koko voidaan selvittää kaavoilla iteroimalla tai derivoimalla lävistyskestävyyden funktio muuttujana a-mitta, merkitsemällä derivaatta nolaksi ja ratkaisemalla tuntematon a-mitta. Murtokartion kokoa voidaan myös hahmotella elementtimentelmillä solid-mallilla tai yksinkertaistettuna tasojännitystilana.

Työssä verrattiin eurokoodin ja betoninormin mukaista relaksaatiohäviön laskentaa. Rakenteen käyttöiän lopussa eurokoodin mukainen relaksaatiohäviö riippuu ajasta, valitusta teräksen 1000 h relaksaatiohäviöstä, alkujännityksestä ja jänneteräksen lujuudesta. Betoninormin mukainen relaksaatiohäviön laskenta perustuu ainoastaan 3\*1000 h relaksaatiohäviökokeeseen. Koska eurokoodilla laskettaessa muuttujia on useita, vertailu betoninormiin ei ole täysin yksiselitteinen. Laskelmien mukaan näyttäisi siltä, että betoninormin mukainen relaksaatiohäviö on suurempi kuin eurokoodin mukainen relaksaatiohäviö. Jos rakenteita mitoitettaessa relaksaatiohäviö lasketaan eurokoodin mukaan, on syytä verrata laskelmaa betoninormin mukaiseen

relaksaatiohäviöön ( $3 \cdot \rho_{1000}$ ) ja harkita käytetäänkö mitoituksessa suurempaa arvoa, jolloin tulos on varmalla puolella.

Rakenteen käyttöiän kannalta rakenteen suojaaminen korroosiota vastaan on olennaista. Työssä on otettu kantaa detaljien suunnitteluun. Detaljiikalla on vaikutusta työmaatekniikkaan ja rakenteen säilyvyyteen ulkopuolista rasitusta vastaan.

## 7 YHTEENVETO

Diplomityön lähtökohtana oli ongelma, jossa vanhan pilarianturan kapasiteetti ei riitä sille tulevien kuormien kasvun vuoksi. Ongelman ratkaisu perustuu vanhan anturan laajentamiseen ja laajennusosan jälkijännittämiseen vanhaan anturaan kiinni. Laskennallinen tarkastelu tehtiin pääosin eurokoodin mukaan. Vanhaa betoninormia käytettiin vertailulaskelmissa. Mitoitusmenettely sisältää geo- ja rakenneteknisen laskennan.

Ensin määritettiin nykyiselle anturalle tulevat kuormat ja nykyisen anturan käyttöaste geo- ja rakenneteknisesti. Seuraavaksi määritettiin uusi kuormitustilanne korotetuille kuormille ja laajennetun anturan koko geoteknisellä mitoituksella. Tämän jälkeen tehtiin rakennetekninen mitoitus laajennetulle anturalle, jossa yhdistyvät teräsbetonirakenteiden ja jälkijännitettyjen rakenteiden mitoitus.

Suurin ongelma havaittiin eurokoodin mukaisessa lävistysmitoituksessa laskettaessa jälkijännitettyä pilarianturaa. Eurokoodi ei suoraan tunne ko. ongelmaa, joten työssä kehitettiin ratkaisumalli soveltamalla kahta eurokoodin kaavaa heuristisesti (pilarianturan lävistyskestävyyden kaava ja laatan lävistyskestävyyden kaava). Murtokartion koko vaikuttaa olennaisesti anturan lävistyskestävyyteen. Työssä osoitettiin laskennallisesti kriittinen a-mitta raudoittamattomalle pilarianturalle sekä arvioitiin elementtimenetelmin ratkaisumallia, jolla jännevoiman vaikutusta voitaisi huomioida murtokartion koon muodostumisessa.

Lisäksi havaittiin, että eurokoodissa on epä johdonmukaisuus relaksaatiohäviön laskennassa tuhannen tunnin relaksaatiohäviöoletuksen osalta. Aiheen tarkastelu laajeni ajateltua suuremmaksi ja perusteellisemmaksi. Tarkastelu päätettiin sisällyttää kokonaisuudessaan tähän työhön. Tuloksista voidaan päätellä, että betoninormi käsittelee relaksaatiohäviöt huomattavasti yksinkertaisemmin ja tulokset ovat varmemmalla puolella verrattuna eurokoodin mukaiseen laskentaan.

Työn tuloksina saatiin eurokoodin mukainen laskentamalli pilarianturan kapasiteetin kasvattamiseksi. Lisäksi laadittiin vuokaavio kuvaamaan laskennan etenemisen vaiheet.

Koska laskenta on 16 vaiheinen, toimii vuokaavio myös tarkistuslistana, jotta kaikki mitoitusvaiheet tulevat tarkasteltua.

Laskennassa oletettiin, että nykyiset kuormat ovat vaikuttaneet anturassa vuosia, jolloin jännitykset ovat jakautuneet maaperään tasaisesti. Toinen oletus oli, että uudessa kuormitustilanteessa täytöt uuden manttelin alta on tiivistetty huolellisesti samaan tiiveyteen vanhan anturan täyttöjen kanssa, jolloin kuorman lisäyksen jälkeen kaikki kuormat jakautuvat tasaisesti uuden laajennetun anturan luoman tehollisen pohjapaineen mukaisesti. Todellisuudessa näin ei kuitenkaan ole, vaan uudessa tilanteessa anturan on ensin painuttava, jotta koko antura alkaa toimia tehollisesti. Lisäksi maaperän tiiveys nykyisen anturan alla on aina eri kuin koneellisesti tiivistetyn uuden manttelin alla. Nämä seikat johtavat jännitysjakaumaan, joka ei ole tasaisesti jakautunut koko anturan tehollisen pinta-alan suhteen ainakaan heti korjauksen jälkeen. Ajan kuluessa jännitykset todennäköisesti alkavat tasoittua maaperään. Käsineläskentana tällaisen heterogeenisesti tiivistetyn maaperän tarkka tarkastelu on mahdotonta. Laskenta tulisi tehdä elementtimenetelmin (FEM) ja mallintaa maapohjaa esim. jousin, jolloin jousivakiolla huomioitaisiin maan erisuhteiset painumat. Maapohja antaa kuitenkin jännitysten jakautua huomattavasti tasaisemmin ja laajemmalle alueelle, kuin esim. paaluperustuksissa. Mikäli tässä työssä esitetty perustuksen vahvistaminen tehtäisi paaluperustuksille, tulisi yllä kuvattuun seikkaan kiinnittää enemmän huomioita, sillä yksittäisten paalujen kuormitus saattaa kasvaa poikkeuksellisen suureksi, kun eriaikaisia painumia aletaan huomioida.

Tässä työssä esitetyn käsineläskennan jatkotutkimuksena voisi olla perustusten kapasiteetin kasvattamisen analysointi tarkasti elementtimenetelmin. Mahdollisten jatkotutkimusten haasteena olisi ainakin löytää FEM-analyysiin riittävän tarkat parametrit maaperän toiminnan kuvaamiseksi mahdollisimman realistisesti eri maalajeille ja tiiveysasteille. Aihetta voisi myös laajentaa koskemaan paaluperustuksia. Lisäksi olisi mielenkiintoista tehdä kokeellinen tutkimus paksujen (400-600 mm) anturoiden lävistyskestävyydestä. Koekuormituksessa toinen anturoista olisi jälkijännitetty- ja toinen teräsbetonirakenne. Lävistyskapasiteetteja ja murtokartion kokoja verrattaisiin laskennalliseen mitoitukseen. Haasteita koejärjestelystä tuskin puuttuisi, koska anturan saavuttaessa lävistysmurron, on kyse enemmän tuhansista kuin sadoista kilonewtoneista.

## LÄHDELUETTELO

European Organization for Technical Approvals, 2018a. ETA-05/0123 – Bonded, Unbonded, and External Post-Tensioning Kits for Prestressing of Structures with Bars, Diameter 17,5 to 47 mm., 84 s.

European Organization for Technical Approvals, 2018b. ETA-13/0815 – Bonded Post-Tensioning Kits for Prestressing of Structures with 3 to 55 Strands. 60 s.

European Concrete Platform ASBL, 2008. Eurocode 2 Commentary – rev A 31-03-2017 [verkkodokumentti]. Brussels: European Concrete Platform ASBL. Saatavissa: [https://www.theconcreteinitiative.eu/images/ECP\\_Documents/Eurocode2\\_Commentary.pdf](https://www.theconcreteinitiative.eu/images/ECP_Documents/Eurocode2_Commentary.pdf) [viitattu 23.7.2021]. 170 + 13 s.

Kujala K., 2019. Pohjarakenteet ja niiden suunnittelu, luentomateriaali. Oulu: Oulun yliopisto, Teknillinen tiedekunta, Konetekniikan osasto, 29 s.

Leskelä M., 2008. BY 210 – Betonirakenteiden suunnittelu ja mitoitus. Helsinki: Suomen Betoniyhdistys ry, 711 s. ISBN 978-952-5075-96-0.

Nykyri P., 2014. BY 211 – Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja – osa 2. Helsinki: Suomen Betoniyhdistys ry, 215 s. ISBN 978-952-68068-2-2.

Sucharda O., Smirakova M., Vaskova J., Mateckova P., Kubosek J., Cajka R., 2018. Punching Shear Failure of Concrete Ground Supported Slab. Ostrava-Poruba: International Journal of Concrete Structures and Materials, 14 p. ISSN 1976-0485 / eISSN 2234-1315.

Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL ry, 2017 A. RIL 201-1-2017. Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat. Helsinki, 210 s. ISBN 978-951-758-609-2.

Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL ry, 2017 B. RIL 207-2017. Geotekninen suunnittelu – Eurokoodin EN 1997-1 suunnitteluohje. Helsinki, 246 s. ISBN 978-951-758-619-1.

Suomen standardoimisliitto SFS, 2006. SFS-EN 1990 + A1 + AC. Eurokoodi: Rakenteiden suunnitteluperusteet. Helsinki, 184 + 1 s.

Suomen standardoimisliitto SFS, 2015. SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC. Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu, osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt, 2. painos. Helsinki, 194 + 26 s.

Suomen standardoimisliitto SFS, 2014. SFS-EN 1997-1 + A1 + AC. Eurokoodi 7: Geotekninen suunnittelu, osa 1: yleiset säännöt. 3. painos. Helsinki, 121 + 40 s.

Suomen Betoniyhdistys ry, 1988. BY 27 – Tartunnattomat jänteet betonirakenteissa – Suunnittelu- ja rakentamisohjeet sekä pilarilaataston mitoitus esimerkki. Helsinki, 33 s. ISBN 951-9365-33-8.

Suomen Betoniyhdistys ry, 2004. BY 50 – Betoninormit 2004. Helsinki, 263 s. ISBN 952-5075-60-5.

Suomen Betoniyhdistys ry, 2014. Betoniyhdistyksen käyttöseloste tyyppi 2B jänneteräs. Helsinki, 9s.

Suomen Betoniyhdistys ry, 2016. BY 68 – Betonin valinta ja käyttöikäsuunnittelu – opas suunnittelijoille. Helsinki, 95 s. ISBN 978-952-68619-1-3.

Suomen Betoniyhdistys ry, 2017. BY 69 – Tartunnattomat jänteet betonirakenteissa. Helsinki, 136 s. ISBN 978-952-68619-2-0.

Ympäristöministeriö, 2016. Suomen rakentamismääräyskokoelma, Rakenteiden lujuus ja vakaus, Kantavien rakenteiden suunnitteluperusteet. [verkkodokumentti]. Helsinki: Ympäristöministeriö, 24 s. Saatavissa: <https://www.ym.fi/download/noname/%7BC352472F-E7C4-4653-BF44-1AB47FB50CB0%7D/137127> [viitattu 29.6.2021].

Ympäristöministeriö, 2019. Suomen rakentamismääräyskokoelma, Rakenteiden lujuus ja vakaus, Betonirakenteet. [verkkodokumentti]. Helsinki: Ympäristöministeriö, 24 s. 37.

Saatavissa: <https://www.ym.fi/download/noname/%7B281486B7-FA18-4532-82C4-767392EE368F%7D/153760> [viitattu 9.7.2021]



*Liite 1. Laskelmat 1 - geotekninen mitoitus*

*Pilarianturan kapasiteetin kasvattaminen jälkijännittämällä*

**Pilarianturan geotekninen mitoitus - Eurocode 7**  
**SFS-EN 1997-1+A1+AC**

Mitoitustapa on DA2\*, jolloin laskelmat tehdään ominaisarvoilla laskennan alussa ja osavarmuuslukuja käytetään vasta laskennan lopussa epäkeskisyyksien määrittämisen jälkeen. Kaikki pysyvät kuormat otaksutaan epäedullisiksi.

Lasketaan tilannetta, jossa selvitetään kuorman kasvun vaikutusta anturan kokoon.

Avoimet olosuhteet (kitkamaat)

Anturan alkuperäinen koko:

$$2.4\text{m} * 2.4\text{m} * 0.6\text{ m}$$

Alkuperäiset kuormat:

pysyvät kuormat ilman anturan omaa painoa

$$F_{gk.AT} := 1200\text{ kN}$$

hyötykuorma

$$F_{qk.hyöty.AT} := 150\text{ kN}$$

lumikuormat

$$F_{qk.lumi.AT} := 0\text{ kN}$$

pysyvä vaakakuorma Y-suuntaan

$$H_{gy.AT} := 0\text{ kN}$$

muuttuva vaakakuorma Y-suuntaan

$$H_{qy.AT} := 0\text{ kN} \quad (\text{tuuli})$$

vaakauorman vaikutuspiste anturan yläpinnasta Y-suuntaan

$$h_{y.mom.AT} := 0\text{ m}$$

pysyvä vaakakuorma X-suuntaan

$$H_{gx.AT} := 0\text{ kN}$$

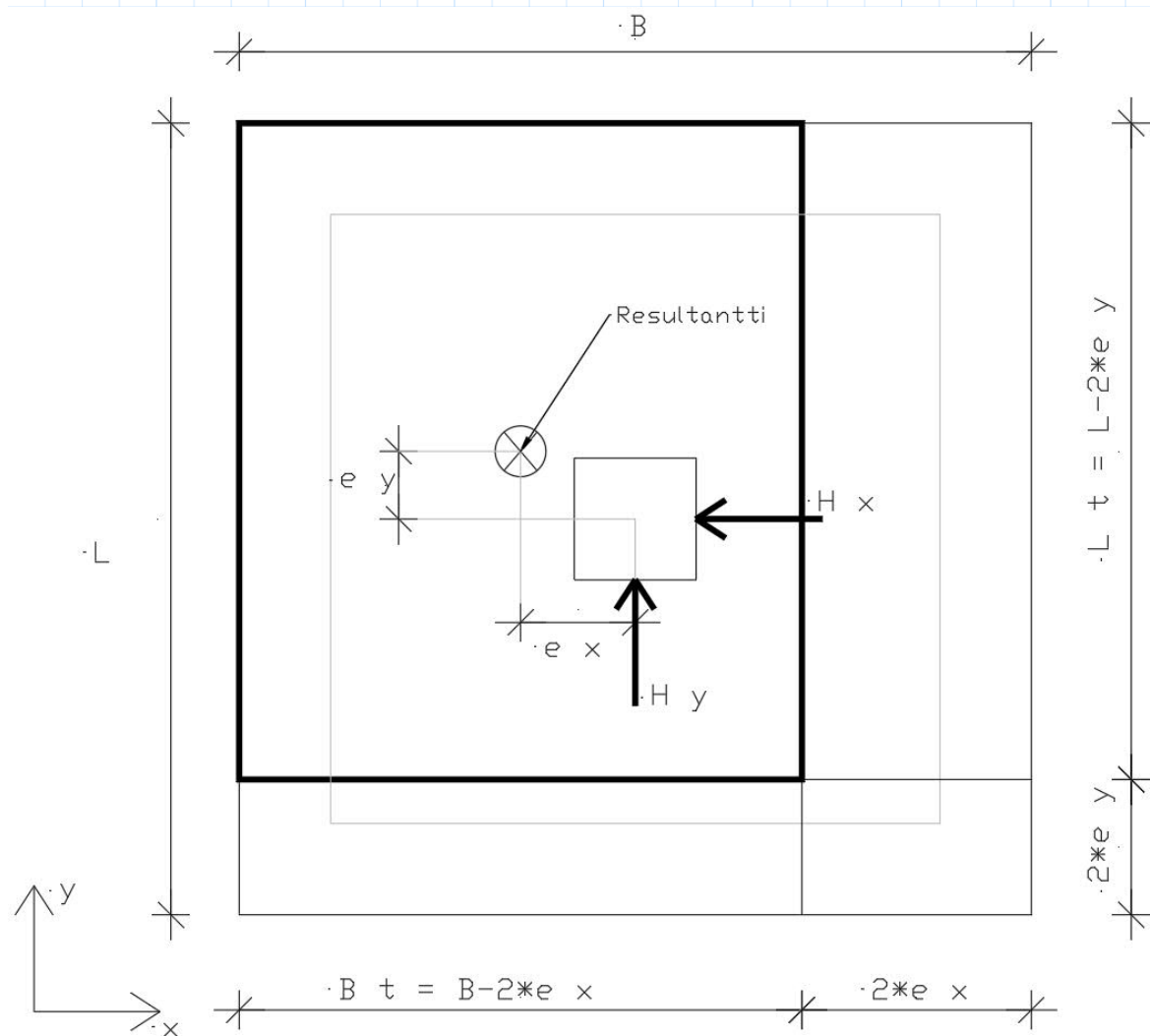
muuttuva vaakakuorma X-suuntaan

$$H_{qx.AT} := 110\text{ kN} \quad (\text{tuuli})$$

vaakauorman vaikutuspiste anturan yläpinnasta X-suuntaan

$$h_{x.mom.AT} := 3\text{ m}$$

Rakennemalli ja koordinaatisto:



### Maaparametrit tulevat aina GEO-suunnittelijalta pohjatutkimuksen perusteella:

tilavuuspaino pohjavedenpinnan  
yläpuolella

$$\gamma := 20 \frac{kN}{m^3}$$

tilavuuspaino pohjavedenpinnan  
alapuolella

$$\gamma_w := 10 \frac{kN}{m^3}$$

kitkakulma

$$\varphi := 36^\circ$$

koheesio

$$c := 0 \frac{kN}{m^2}$$

pohjatutkijan ilmoittama  
maapohjan geotekninen  
kantavuus käyttörajatilassa:

$$p_{GEO\ KTR} := 300 \text{ kPa}$$

perustamissyvyys

$$D := 1.6 \text{ m}$$

### Anturan alustavan koon valinta

teräsbetonin tilavuuspaino

$$\rho_{bet} := 25 \frac{kN}{m^3}$$

anturan korkeus

$$h_{ant} := 0.6 \text{ m}$$

anturan pituus

$$L := 3.12 \text{ m}$$

anturan leveys

$$B := 3.12 \text{ m}$$

anturan kaltevuus

$$\alpha := 0$$

anturan paino

$$g_{ant} := h_{ant} \cdot L \cdot B \cdot \rho_{bet} = 146.016 \text{ kN}$$

pilarin koko

$$c_x := 480 \text{ mm}$$

$$c_y := 480 \text{ mm}$$

$$l_{pil} := 3 \text{ m}$$

pilarin paino

$$F_{pil} := c_x \cdot c_y \cdot l_{pil} \cdot \rho_{bet} = 17.28 \text{ kN}$$

### Ominaiskuormat (kuorman kasvu, lopullinen kuormitustilanne)

pysyvät kuormat ilman anturan omaa painoa

$$F_{gk} := 1800 \text{ kN}$$

hyötykuorma

$$F_{qk.hyöty} := 200 \text{ kN}$$

lumikuormat

$$F_{qk.lumi} := 0 \text{ kN}$$

maan paino anturan päällä

$$F_{g.maa} := (L \cdot B - c_x \cdot c_y) \cdot (D - h_{ant}) \cdot \gamma = 190.08 \text{ kN}$$

pysyvä vaakakuorma Y-suunnasta

$$H_{gy} := 0 \text{ kN}$$

muuttuva vaakakuorma Y-suunnasta

$$H_{qy} := 0 \text{ kN}$$

vaakauorman vaikutuspiste anturan yläpinnasta Y-suunnasta

$$l_y := 0 \text{ m}$$

pysyvä vaakakuorma X-suunnasta

$$H_{gx} := 0 \text{ kN}$$

muuttuva vaakakuorma X-suunnasta

$$H_{qx} := 190 \text{ kN}$$

vaakauorman vaikutuspiste anturan yläpinnasta X-suunnasta

$$l_x := 3 \text{ m}$$

pilarin nurjahduspituus

$$l_0 := 0.7 \cdot (l_{pil} + h_{ant}) = 2.52 \text{ m}$$

Rakenteen epäkeskeisyydet:

alkuvinous kansallinen liite

korjauskertoimen x-suuntaan

$$\theta_0 := \frac{1}{200}$$

$$\alpha_{h,ek} := \left\| \begin{array}{l} \text{if } \frac{2}{3} \leq \frac{2}{\sqrt{\frac{(l_{pil} + h_{ant})}{m}}} \\ \frac{2}{\sqrt{\frac{(l_{pil} + h_{ant})}{m}}} \\ \text{also if } \frac{2}{3} > \frac{2}{\sqrt{\frac{(l_{pil} + h_{ant})}{m}}} \\ \frac{2}{3} \\ \text{also if } \frac{2}{\sqrt{\frac{(l_{pil} + h_{ant})}{m}}} > 1 \\ 1 \end{array} \right\|$$

$$\alpha_{h,ek} = 1$$

pystyrakennneosien määrä (1  
varmalla puolella aina)

$$m_{ek} := 1$$

rakennneosien määrään perustuva  
korjauskertoimen

$$\alpha_{m,ek} := \sqrt{0.5 \cdot \left(1 + \frac{1}{m_{ek}}\right)} = 1$$

$$\theta_i := \theta_0 \cdot \alpha_{h,ek} \cdot \alpha_{m,ek} = 0.005$$

$$l_0 = 2.52 \text{ m}$$

epäkeskeisyys alkuvinoudesta  
x-suunta

$$e_{i,x} := \frac{\theta_i \cdot l_0}{2} = 6.3 \text{ mm}$$

Epäkeskeisyys y-suuntaan:  
anna arvo "kyllä" tai "ei"

$onko\_epäk\_y\_suuntaan := \text{"ei"}$

$e_{i,y} := \begin{cases} \text{if } onko\_epäk\_y\_suuntaan = \text{"kyllä"} \\ \parallel e_{i,x} \\ \text{also if } onko\_epäk\_y\_suuntaan = \text{"ei"} \\ \parallel 0 \text{ mm} \end{cases}$

epäkeskeisyys alkuvinoudesta  
y-suunta

$e_{i,y} = 0 \text{ mm}$

rakenteesta johtuva epäkeskeisyys  
x-suunta

$e_{0,x} := 0 \text{ mm}$

rakenteesta johtuva epäkeskeisyys  
y-suunta

$e_{0,y} := 0 \text{ mm}$

**Käyttörajatila (KTR)****Mitoituskuormat**

$$\psi_{2.lumi} := 0.2$$

$$\psi_{2.tuuli} := 0$$

$$\psi_{2.hyöty} := 0.3$$

pystykuormat pitkäaikaisyhdistelmällä

$$N_{Ed.1} := (F_{gk} + g_{ant} + F_{pil} + F_{g.maa}) + \psi_{2.lumi} \cdot F_{qk.lumi} + \psi_{2.hyöty} \cdot F_{qk.hyöty} = 2213.376 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} := N_{Ed.1} = 2213.376 \text{ kN}$$

vaakakuorma X-suuntaan KTR

$$H_x := H_{gx} + \psi_{2.tuuli} \cdot H_{qx} = 0 \text{ kN}$$

vaakakuorma Y-suuntaan KTR

$$H_y := H_{gy} + \psi_{2.tuuli} \cdot H_{qy} = 0 \text{ kN}$$

momentti alkuvinoudesta x-suunta

$$M_{ekv.x} := N_{Ed} \cdot (e_{i.x} + e_{0.x}) = 13.944 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

momentti alkuvinoudesta y-suunta

$$M_{ekv.y} := N_{Ed} \cdot (e_{i.y} + e_{0.y}) = 0 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

maksimi kaatava momentti X-suuntaan anturan yp KTR

$$M_x := l_x \cdot H_x = 0 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

maksimi kaatava momentti Y-suuntaan anturan yp KTR

$$M_y := l_y \cdot H_y = 0 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

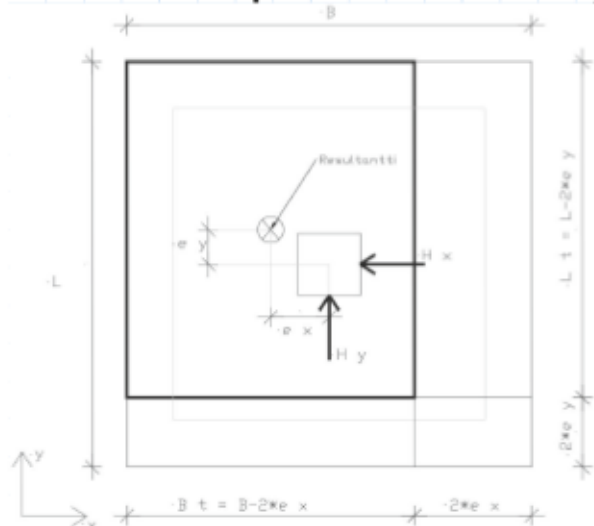
laskennassa käytettävä  
maksimi momentti  
LASKETAAN ANTRUAN  
ALAPINNASSA

$$M_{Ed.x} := (H_x) \cdot (l_x + h_{ant}) + (M_{ekv.x}) = 13.944 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Ed.y} := (H_y) \cdot (l_y + h_{ant}) + (M_{ekv.y}) = 0 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

## Maapohjan kantokestävyys käyttörajatilassa (GEO-suunnittelijalta kantokestävyys)

### Rasitukset KTR pitkäaikaisista kuormitusyhdistelyistä



epäkeskeisyys

$$e_x := \frac{M_{Ed.x}}{N_{Ed}} = 6.3 \text{ mm}$$

epäkeskeisyys

$$e_y := \frac{M_{Ed.y}}{N_{Ed}} = 0 \text{ mm}$$

tehollinen L-mitta

$$L_T := L - 2 \cdot e_y = 3120 \text{ mm}$$

tehollinen B-mitta

$$B_T := B - 2 \cdot e_x = 3107.4 \text{ mm}$$

tehollinen pohjan ala

$$A_T := B_T \cdot L_T = 9.695 \text{ m}^2$$

pohjapaine teholliselle pohjan-alalle:

$$p_{tot.KTR} := \frac{N_{Ed}}{A_T} = 228.299 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

pohjatutkijan ilmoittama maapohjan geotekninen kantavuus käyttörajatilassa

$$p_{GEO.KTR} = 300 \text{ kPa}$$

ehto

$$p_{GEO.KTR} \geq p_{tot.KTR} = 1$$

$$L = 3.12 \text{ m}$$

$$B = 3.12 \text{ m}$$

$$k_a := \frac{p_{tot.KTR}}{p_{GEO.KTR}} = 76.1\%$$

$$maapohjan\_kant\_KTR = \text{"OK"}$$



**Murtorajatila:**

1. Tarkastelu tehdään siten, että pystykuorma ja vaakakuormat maksimiarvoilla.
2. Tarkastelu tehdään siten, että pystykuormiin lasketaan vain pysyvät kuormat ja vaakakuormat maksimina

**Maksimi tarkastelu V max + H max**

maksimi pystykuorma  $V_{max} := F_{gk} + g_{ant} + F_{pil} + F_{qk.hyöty} + F_{qk.humi} + F_{g.maa} = 2353.376 \text{ kN}$

maksimi vaakakuorma  
X-suunnasta

$$H_{max.x} := H_{gx} + H_{qx} = 190 \text{ kN}$$

vaakuorman momenttivarsi

$$l_{vaaka.kuorma.x} := l_x + h_{ant} = 3.6 \text{ m}$$

maksimi momentti vaakakuormasta  
H x

$$M_{x.max} := H_{max.x} \cdot l_{vaaka.kuorma.x} \downarrow + V_{max} \cdot (e_{i.x} + e_{0.x}) = 698.826 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

epäkeskisyyys

$$e_{B.max} := \frac{M_{x.max}}{V_{max}} = 296.946 \text{ mm}$$

EHTO epäkeskisyydelle

$$e_{B.max} < \frac{B}{3} = 1 \quad \frac{B}{3} = 1040 \text{ mm}$$

*Epäkeskisyyys<sub>ehto</sub> = "epäkeskisyyys OK"*

Täyttyy, mikäli koko antura  
puristettu. Ei ole ehto.

$$e_{B.max} < \frac{B}{6} = 1 \quad \frac{B}{6} = 520 \text{ mm}$$

anturan tehokas leveys

$$B'_{max} := B - 2 \cdot e_{B.max} = 2.526 \text{ m}$$

perustamissyvyyden ehto

$$D < 2.5 \cdot B'_{max} = 1$$

*Perustamissyvyys<sub>ehto</sub> = "perustamissyvyys OK"*

maksimi pystykuorma

$$V_{max} = 2353.376 \text{ kN}$$

maksimi vaakakuorma Y-suunnasta

$$H_{max,y} := H_{gy} + H_{qy} = 0 \text{ kN}$$

vaakakuorman momenttivarssi

$$l_{vaaka.kuorma,y} := l_y + h_{ant} = 0.6 \text{ m}$$

maksimi momentti vaakakuormasta H y

$$M_{y,max} := H_{max,y} \cdot l_{vaaka.kuorma,y} + V_{max} \cdot (e_{i,y} + e_{0,y}) = 0 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

epäkeskisyyys

$$e_{L,max} := \frac{M_{y,max}}{V_{max}} = 0 \text{ mm}$$

EHTO epäkeskisyydelle

$$e_{L,max} < \frac{L}{3} = 1 \quad \frac{L}{3} = 1040 \text{ mm}$$

*Epäkeskisyyys<sub>ehto</sub> = "epäkeskisyyys OK"*

Täyttyy, mikäli koko antura puristettu. Ei ole ehto.

$$e_{L,max} < \frac{L}{6} = 1 \quad \frac{L}{6} = 520 \text{ mm}$$

anturan tehokas pituus

$$L'_{max} := L - 2 \cdot e_{L,max} = 3.12 \text{ m}$$

perustamissyvyyden ehto

$$D < 2.5 \cdot L'_{max} = 1$$

*Perustamissyvyys<sub>ehto</sub> = "perustamissyvyys OK"*

Parametrit kantokestävyydelle:

$$N_q := e^{\pi \cdot \tan(\varphi)} \cdot \left( \tan\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right) \right)^2 = 37.752$$

$$N_c := (N_q - 1) \cdot \cot(\varphi) = 50.585$$

$$N_\gamma := 2 \cdot (N_q - 1) \cdot \tan(\varphi) = 53.405$$

$$s_{q,B'_{max}} := 1 + \left( \frac{B'_{max}}{L'_{max}} \right) \cdot \sin(\varphi) = 1.476$$

$$s_{\gamma.B'max} := 1 - 0.3 \cdot \left( \frac{B'_{max}}{L'_{max}} \right) = 0.757$$

$$s_{c.B'max} := \frac{(s_{q.B'max} \cdot N_q - 1)}{(N_q - 1)} = 1.489$$

$$m_B := \frac{2 + \left( \frac{B'_{max}}{L'_{max}} \right)}{1 + \left( \frac{B'_{max}}{L'_{max}} \right)} = 1.553$$

$$A'_{max} := B'_{max} \cdot L'_{max} = 7.881 \text{ m}^2$$

$$i_{q.max} := \left( 1 - \frac{\frac{H_{max.x}}{kN}}{\left( \frac{V_{max}}{kN} + \frac{A'_{max}}{m^2} \cdot \frac{c}{\frac{kN}{m^2}} \cdot \cot(\varphi) \right)} \right)^{m_B} = 0.8775$$

$$i_{c.max} := i_{q.max} - \frac{(1 - i_{q.max})}{(N_c \cdot \tan(\varphi))} = 0.874$$

$$i_{\gamma.max} := \left( 1 - \frac{\frac{H_{max.x}}{kN}}{\left( \frac{V_{max}}{kN} + \frac{A'_{max}}{m^2} \cdot \frac{c}{\frac{kN}{m^2}} \cdot \cot(\varphi) \right)} \right)^{m_B + 1} = 0.807$$

$$\alpha = 0$$

$$b_q := 1 - \alpha \cdot \tan(\varphi)^2 = 1$$

$$b_c := b_q - \frac{(1 - b_q)}{(N_c \cdot \tan(\varphi))} = 1$$

$$b_{\gamma} := b_c = 1$$

maan paino

$$\gamma = 20 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

$$q := \gamma \cdot D = 32 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

R/A' (Alkuosa menee 0, kun koheesiota ei ole)

$$\begin{aligned} \text{kant.kest} := & c \cdot N_c \cdot b_c \cdot s_{c,B'max} \cdot i_{c,max} + q \cdot N_q \cdot b_q \cdot s_{q,B'max} \cdot i_{q,max} \\ & + 0.5 \cdot \gamma \cdot B'_{max} \cdot N_\gamma \cdot b_\gamma \cdot s_{\gamma,B'max} \cdot i_{\gamma,max} \end{aligned} = 2388.437 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\gamma_{R.v} := 1.55$$

Kestävyys anturalle

$$R_{d,max} := \frac{\text{kant.kest}}{\gamma_{R.v}} \cdot L'_{max} \cdot B'_{max} = 12144.747 \text{ kN}$$

Rasitus anturalle (varmuusluvut huomioidaan nyt)  $\psi_0 := 0.7$

max lumi  $P_{Ed,max1} := 1.15 \cdot (F_{gk} + g_{ant} + F_{pil} + F_{g,maa}) \downarrow = 2686.382 \text{ kN}$   
 $+ 1.5 \cdot F_{qk,lumi} + 1.5 \cdot \psi_0 \cdot F_{qk,hyöty}$

max hyöty  $P_{Ed,max2} := 1.15 \cdot (F_{gk} + g_{ant} + F_{pil} + F_{g,maa}) \downarrow = 2776.382 \text{ kN}$   
 $+ \psi_0 \cdot 1.5 \cdot F_{qk,lumi} + 1.5 \cdot F_{qk,hyöty}$

min tuuli,  
max hyöty  
+lumi  $P_{Ed,max3} := 1.15 \cdot (F_{gk} + g_{ant} + F_{pil} + F_{g,maa}) \downarrow = 2776.382 \text{ kN}$   
 $+ 1.5 \cdot F_{qk,lumi} + 1.5 \cdot F_{qk,hyöty}$

$$P_{Ed,max} := \max(P_{Ed,max1}, P_{Ed,max2}, P_{Ed,max3}) = 2776.382 \text{ kN}$$

ehto  $R_{d,max} > P_{Ed,max} = 1$

Mitoitusehto ja käyttöaste

$$ka := \frac{P_{Ed,max}}{R_{d,max}} = 22.9\%$$

Mitoitusehto = "OK"

### Minimi tarkastelu V min + H max

maksimi pystykuorma  $V_{min} := F_{gk} + g_{ant} + F_{pil} + F_{g.maa} = 2153.376 \text{ kN}$

maksimi vaakakuorma  
x-suunnasta  $H_{max.x} := H_{gx} + H_{qx} = 190 \text{ kN}$

vaakuorman momenttivarsi  $l_{vaaka.kuorma.x} := l_x + h_{ant} = 3.6 \text{ m}$

maksimi momentti vaakakuormasta  
H x  $M_{x.max} := H_{max.x} \cdot l_{vaaka.kuorma.x} \downarrow = 697.566 \text{ kN} \cdot \text{m}$   
 $+ V_{min} \cdot (e_{i.x} + e_{0.x})$

epäkeskisyys  $e_{B.min} := \frac{M_{x.max}}{V_{min}} = 323.941 \text{ mm}$

EHTO epäkeskisyydelle  $e_{B.min} < \frac{B}{3} = 1$   $\frac{B}{3} = 1040 \text{ mm}$

*Epäkeskisyys<sub>ehto</sub> = "epäkeskisyys OK"*

Täyttyy, mikäli koko antura  
puristettu. Ei ole ehto.

$$e_{B.min} < \frac{B}{6} = 1 \quad \frac{B}{6} = 520 \text{ mm}$$

anturan tehokas leveys  $B'_{min} := B - 2 \cdot e_{B.min} = 2.472 \text{ m}$

perustamissyvyyden ehto  $D < 2.5 \cdot B'_{min} = 1$

*Perustamissyvyys<sub>ehto</sub> = "perustamissyvyys OK"*

maksimi pystykuorma

$$V_{min} = 2153.376 \text{ kN}$$

maksimi vaakakuorma Y-suunnasta

$$H_{max,y} := H_{gy} + H_{qy} = 0 \text{ kN}$$

vaakakuorman momenttivarssi

$$l_{vaaka.kuorma,y} := l_y + h_{ant} = 0.6 \text{ m}$$

maksimi momentti vaakakuormasta H y

$$M_{y,max} := H_{max,y} \cdot l_{vaaka.kuorma,y} + V_{min} \cdot (e_{i,y} + e_{0,y}) = 0 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

epäkeskisyyys

$$e_{L,min} := \frac{M_{y,max}}{V_{min}} = 0 \text{ mm}$$

EHTO epäkeskisyydelle

$$e_{L,min} < \frac{L}{3} = 1 \quad \frac{L}{3} = 1040 \text{ mm}$$

*Epäkeskisyyys<sub>ehto</sub>* = "epäkeskisyyys OK"

Täyttyy, mikäli koko antura puristettu. Ei ole ehto.

$$e_{L,min} < \frac{L}{6} = 1 \quad \frac{L}{6} = 520 \text{ mm}$$

anturan tehokas pituus

$$L'_{min} := L - 2 \cdot e_{L,min} = 3.12 \text{ m}$$

perustamissyvyyden ehto

$$D < 2.5 \cdot L'_{min} = 1$$

*Perustamissyvyys<sub>ehto</sub>* = "perustamissyvyys OK"

Parametrit kantokestävyydelle:

$$N_q := e^{\pi \cdot \tan(\varphi)} \cdot \left( \tan\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right) \right)^2 = 37.752$$

$$N_c := (N_q - 1) \cdot \cot(\varphi) = 50.585$$

$$N_\gamma := 2 \cdot (N_q - 1) \cdot \tan(\varphi) = 53.405$$

$$s_{q,B'min} := 1 + \left( \frac{B'_{min}}{L'_{min}} \right) \cdot \sin(\varphi) = 1.466$$

$$s_{\gamma.B'min} := 1 - 0.3 \cdot \left( \frac{B'_{min}}{L'_{min}} \right) = 0.762$$

$$s_{c.B'min} := \frac{(s_{q.B'min} \cdot N_q - 1)}{(N_q - 1)} = 1.478$$

$$m_B := \frac{2 + \left( \frac{B'_{min}}{L'_{min}} \right)}{1 + \left( \frac{B'_{min}}{L'_{min}} \right)} = 1.558$$

$$A'_{min} := B'_{min} \cdot L'_{min} = 7.713 \text{ m}^2$$

$$i_{q.min} := \left( 1 - \frac{\frac{H_{max.x}}{kN}}{\left( \frac{V_{min}}{kN} + \frac{A'_{min}}{m^2} \cdot \frac{c}{\frac{kN}{m^2}} \cdot \cot(\varphi) \right)} \right)^{m_B} = 0.866$$

$$i_{c.min} := i_{q.min} - \frac{(1 - i_{q.min})}{(N_c \cdot \tan(\varphi))} = 0.862$$

$$i_{\gamma.min} := \left( 1 - \frac{\frac{H_{max.x}}{kN}}{\left( \frac{V_{min}}{kN} + \frac{A'_{min}}{m^2} \cdot \frac{c}{\frac{kN}{m^2}} \cdot \cot(\varphi) \right)} \right)^{m_B + 1} = 0.79$$

$$\alpha = 0$$

$$b_q := 1 - \alpha \cdot \tan(\varphi)^2 = 1$$

$$b_c := b_q - \frac{(1 - b_q)}{(N_c \cdot \tan(\varphi))} = 1$$

$$b_{\gamma} := b_c = 1$$

maan paino

$$q := \gamma \cdot D = 32 \frac{kN}{m^2}$$



(Alkuosa menee 0, kun koheesiota ei ole)

R/A'

$$kant.kest := c \cdot N_c \cdot b_c \cdot s_{c,B'min} \cdot i_{c,min} + q \cdot N_q \cdot b_q \cdot s_{q,B'min} \cdot i_{q,min} + 0.5 \cdot \gamma \cdot B'_{min} \cdot N_\gamma \cdot b_\gamma \cdot s_{\gamma,B'min} \cdot i_{\gamma,min} = 2327.998 \frac{kN}{m^2}$$

$$\gamma_{R,v} := 1.55$$

Kestävyys anturalle

$$R_{d,min} := \frac{kant.kest}{\gamma_{R,v}} \cdot L'_{min} \cdot B'_{min} = 11584.432 \text{ kN}$$

Rasitus anturalle (varmuusluvut huomioidaan nyt)

$$\psi_0 := 0.7$$

$$P_{Ed,min} := 1.35 \cdot (F_{gk} + g_{ant} + F_{pil} + F_{g,maa}) = 2907.058 \text{ kN}$$

ehto

$$R_{d,min} > P_{Ed,min} = 1$$

Mitoitusehto ja käyttöaste

$$ka := \frac{P_{Ed,min}}{R_{d,min}} = 25.1\%$$

Mitoitusehto = "OK"

## Liukumiskestävyys

minimi pystykuorma  $V_{min} := F_{gk} + g_{ant} + F_{pil} + F_{g.maa} = 2153.376 \text{ kN}$

pysyvä vaakakuorma suunasta Y  $H_{gy} = 0 \text{ kN}$

muuttuva vaakakuorma suunasta Y  $H_{qy} = 0 \text{ kN}$

pysyvä vaakakuorma suunasta X  $H_{gx} = 0 \text{ kN}$

muuttuva vaakakuorma suunasta X  $H_{qx} = 190 \text{ kN}$

Epäedulliset vaakavoimat  
(kertoimella 1.5)  $H_{Ed.y} := 1.5 \cdot H_{qy} + 1.15 \cdot H_{gy} = 0 \text{ kN}$

$$H_{Ed.x} := 1.5 \cdot H_{qx} + 1.15 \cdot H_{gx} = 285 \text{ kN}$$

Vaakavoimien resultantti  $H_{Ed.vaaka} := \sqrt{H_{Ed.y}^2 + H_{Ed.x}^2} = 285 \text{ kN}$

Edulliset pystykuormat  
(kertoimella 0.9)  $V'd := 0.9 \cdot V_{min} = 1938.038 \text{ kN}$

$$\gamma_{R.h} := 1.1$$

$$\delta_k := \varphi = 36^\circ$$

Liukumiskestävyys  $R_{d.liuk} := \frac{V'd \cdot \tan(\delta_k)}{\gamma_{R.h}} = 1280.061 \text{ kN}$

$$R_{d.liuk} > H_{Ed.vaaka} = 1$$

$$ka := \frac{H_{Ed.vaaka}}{R_{d.liuk}} = 22.3\%$$

$$Mitoitusehto = \text{"OK"}$$

## Kaatumiskestävyys

Lasketaan kaatumiskestävyys antaran alareunan mukaan. Kaatavat momentit muodostuvat vaakavoimista ja tukevat momentit pysyvistä pystykuormista.

$$\text{minimi pystykuorma} \quad V_{\min} := F_{gk} + g_{ant} + F_{pit} + F_{g.maa} = 2153.376 \text{ kN}$$

$$\text{pysyvä vaakakuorma suunasta Y} \quad H_{gy} = 0 \text{ kN}$$

$$\text{muuttuva vaakakuorma suunasta Y} \quad H_{qy} = 0 \text{ kN}$$

$$\text{pysyvä vaakakuorma suunasta X} \quad H_{gx} = 0 \text{ kN}$$

$$\text{muuttuva vaakakuorma suunasta X} \quad H_{qx} = 190 \text{ kN}$$

$$\text{Epäedulliset vaakavoimat (kertoimella 1.5)} \quad H_{Ed.y} := 1.5 \cdot H_{qy} + 1.15 \cdot H_{gy} = 0 \text{ kN}$$

$$H_{Ed.x} := 1.5 \cdot H_{qx} + 1.15 \cdot H_{gx} = 285 \text{ kN}$$

$$\text{Edulliset pystykuormat (kertoimella 0.9)} \quad V'd := 0.9 \cdot V_{\min} = 1938.038 \text{ kN}$$

$$\text{Momenttivarsi vaakavoimille} \quad l_{\text{vaaka.kuorma.y}} = 0.6 \text{ m}$$

$$l_{\text{vaaka.kuorma.x}} = 3.6 \text{ m}$$

$$\text{Kaatavat momentit} \quad M_{kaato.y} := H_{Ed.y} \cdot l_{\text{vaaka.kuorma.y}} + V_{\min} \cdot (e_{i.y} + e_{0.y}) = 0 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{kaato.x} := H_{Ed.x} \cdot l_{\text{vaaka.kuorma.x}} + V_{\min} \cdot (e_{i.x} + e_{0.x}) = 1039.566 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{Tukevat momentit} \quad M_{tukeva.y} := V'd \cdot \frac{B}{2} = 3023.34 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{tukeva.x} := V'd \cdot \frac{L}{2} = 3023.34 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{Ehdot} \quad M_{tukeva.y} > M_{kaato.y} = 1$$

$$M_{tukeva.x} > M_{kaato.x} = 1$$

Yhteisvaikutus

$$y_{vaik} := \frac{M_{kaato.y}}{M_{tukeva.y}} + \frac{M_{kaato.x}}{M_{tukeva.x}} = 0.344 \quad y_{vaik} < 1 = 1$$

$Kaatumiskestävyys_{y.suuntaan} = \text{"OK"}$

$Kaatumiskestävyys_{x.suuntaan} = \text{"OK"}$

$Yhteisvaikutus = \text{"OK"}$

*Liite 2. Laskelmat 2 - rakennetekninen mitoitus*  
*Pilarianturan kapasiteetin kasvattaminen jälkijännittämällä*

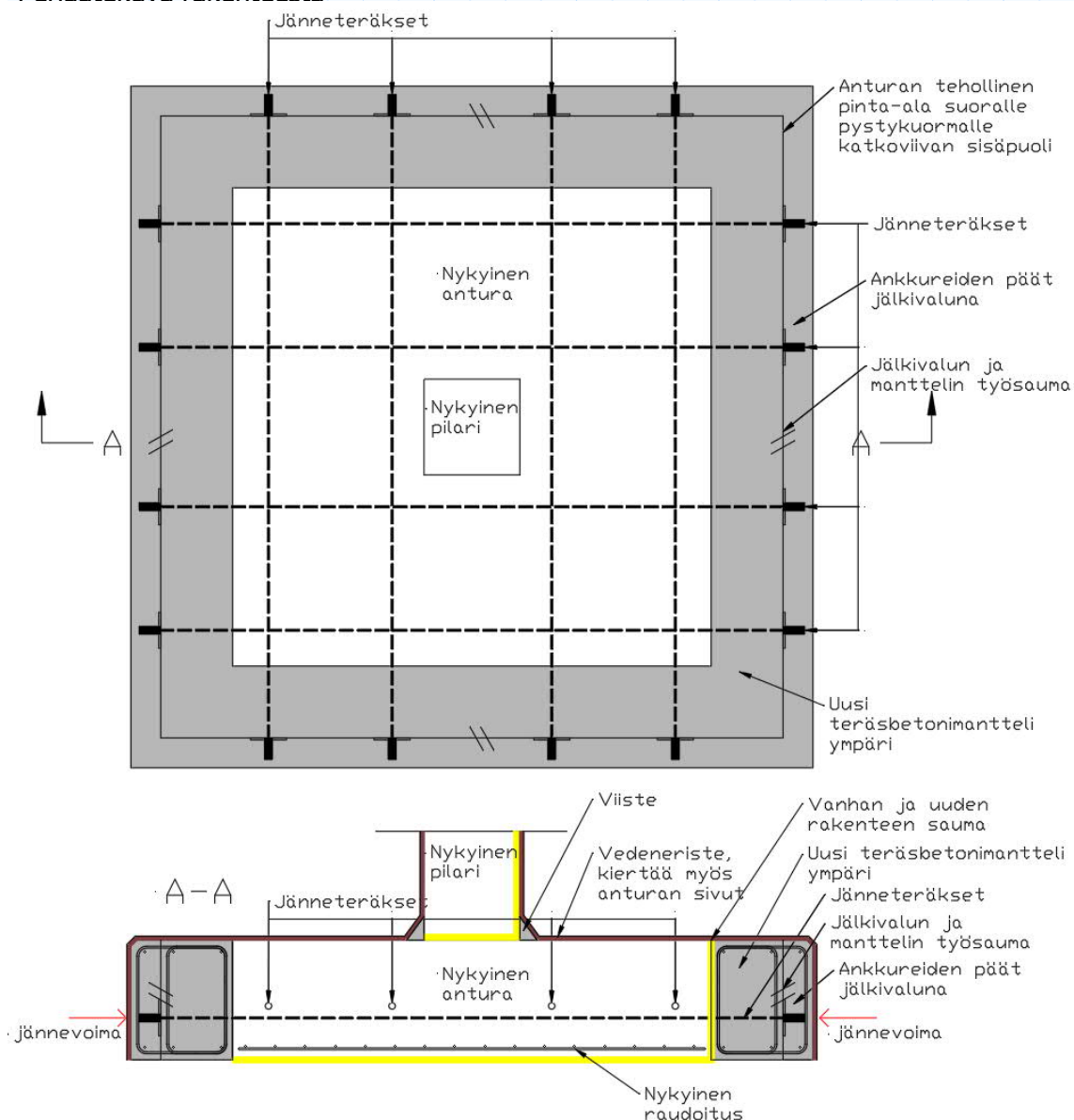
**Pilariantura rakennetekninen mitoitus - Eurocode 2**  
**SFS-EN 1992-1-1+A1+AC**

Jälkijännitetty pilariantura

Maanvaraisen pilarianturan kapasiteettia kasvatetaan laajentamalla anturan pinta-alaa teräsbetonimanttelilla, joka valetaan nykyisen anturan ympärille ja jännitetään jänneteräksillä kiinni nykyiseen anturaan, jonka jälkeen antura alkaa toimia tehollisesti yhtenä kokonaisuutena.

Laskenta ei tarkastele pilarin ja pilarin juuren kestävyyttä, nämä on tarkasteltava erikseen!

Periaatekuva rakenteesta



## Materiaaliparametrit:

*Betoni*

osavarmuusluku, betoni

$$\gamma_c := 1.5$$

puristuslujuus

$$f_{ck} := 30 \text{ MPa}$$

epäedulliset takijät huomioiva kerr.  
puristukselle (Suomessa)

$$\alpha_{cc} := 0.85$$

puristuslujuuden mitoitusarvo

$$f_{cd} := \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 17 \text{ MPa}$$

betonin vetolujuus, kun  $f_{ck} < 50 \text{ MPa}$ 

$$f_{ctm} := 0.3 \cdot \left( \frac{f_{ck}}{\text{MPa}} \right)^{\frac{2}{3}} \cdot \text{MPa} = 2.896 \text{ MPa}$$

betonin ominaisvetolujuus 5 %  
alaraja-arvo

$$f_{ctk.0.05} := 0.7 \cdot f_{ctm} = 2.028 \text{ MPa}$$

epäedulliset takijät huomioiva kerr.  
vedolle (Suomessa)

$$\alpha_{ct} := 1$$

vetolujuuden suunnitteluvarvo

$$f_{ctd} := \frac{\alpha_{ct} \cdot f_{ctk.0.05}}{\gamma_c} = 1.352 \text{ MPa}$$

kimmokerroin

$$E_{cm} := 22000 \text{ MPa} \cdot \left( \frac{f_{ck} + 8 \text{ MPa}}{10 \text{ MPa}} \right)^{0.3} = 32.837 \text{ GPa}$$

Puristuslujuuden keskiarvo

$$f_{cm} := f_{ck} + 8 \text{ MPa} = 38 \text{ MPa}$$

*Teräs*

osavarmuusluku, teräs

$$\gamma_s := 1.15$$

myötölujuus

$$f_{yk} := 500 \text{ MPa}$$

myötölujuuden mitoitusarvo

$$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 434.783 \text{ MPa}$$

kimmokerroin harjateräs

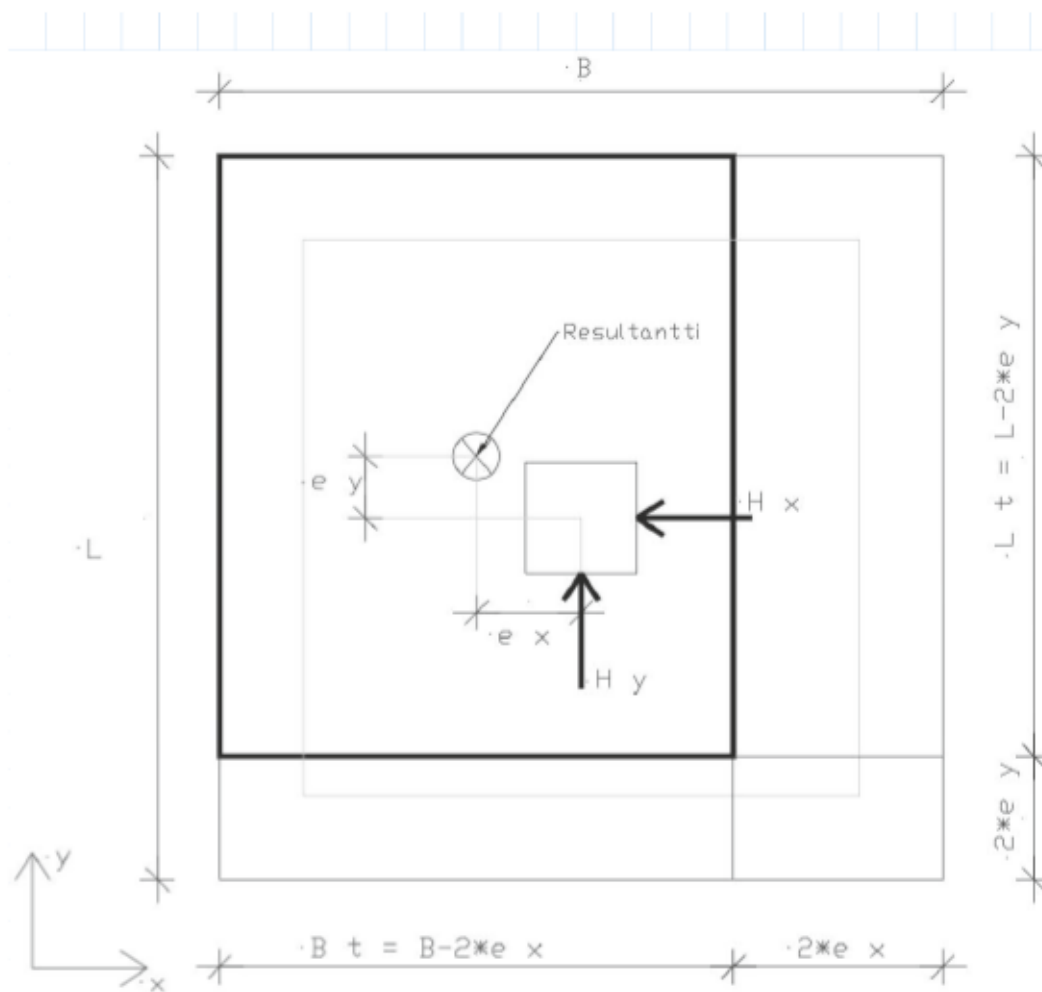
$$E_s := 200 \text{ GPa}$$

kimmokerroin jänneteräs

$$E_p := 205 \text{ GPa}$$

kimmokertoimien suhde

$$\alpha_e := \frac{E_s}{E_{cm}} = 6.091$$



### Antura

korkeus

$$h_{ant} := 0.6 \text{ m}$$

vanhan anturan sivu L

$$L_{vanha} := 2.4 \text{ m}$$

vanhan anturan sivu B

$$B_{vanha} := 2.4 \text{ m}$$

anturan laajennuksen osuus sivu L

$$L_{laaj} := 360 \text{ mm}$$

anturan laajennuksen osuus sivu B

$$B_{laaj} := 360 \text{ mm}$$

sivu L

$$L := L_{vanha} + (L_{laaj} \cdot 2) = 3.12 \text{ m}$$

sivu B

$$B := B_{vanha} + (B_{laaj} \cdot 2) = 3.12 \text{ m}$$

betoniteräksen  
betonipeitteen nimellisarvo

$$c_{nom} := 50 \text{ mm}$$

Anturan paino

$$F_{ant} := h_{ant} \cdot L \cdot B \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 146.016 \text{ kN}$$

**Pilari**

pilarin sivumitat

$c_x := 480 \text{ mm}$

$c_y := 480 \text{ mm}$

pilarin pituus

$l_{pil} := 3 \text{ m}$

pilarin paino

$$F_{pil} := c_x \cdot c_y \cdot l_{pil} \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 17.28 \text{ kN}$$

**Ominaiskuormat lopputilanteessa**

pysyvät kuormat ilman anturan omaa painoa

$F_{gk} := 1800 \text{ kN}$

hyötykuorma

$F_{qk.hyöty} := 200 \text{ kN}$

lumikuormat

$F_{qk.lumi} := 0 \text{ kN}$

pysyvä vaakakuorma Y-suuntaan

$H_{gy} := 0 \text{ kN}$

muuttuva vaakakuorma Y-suuntaan

$H_{qy} := 0 \text{ kN}$

(tuuli)

vaakauorman vaikutuspiste anturan yläpinnasta Y-suuntaan

$h_{y.mom} := 0 \text{ m}$

pysyvä vaakakuorma X-suuntaan

$H_{gx} := 0 \text{ kN}$

muuttuva vaakakuorma X-suuntaan

$H_{qx} := 190 \text{ kN}$

(tuuli)

vaakauorman vaikutuspiste anturan yläpinnasta X-suuntaan

$h_{x.mom} := 3 \text{ m}$

pilarin nurjahduspituus

$l_0 := 0.7 \cdot (l_{pil} + h_{ant}) = 2.52 \text{ m}$



Rakenteen epäkeskeisyydet:  
SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC s.55

Rakenteen alkuvinous:

kansallinen liite

korjauskerroin x-suuntaan

$$\theta_0 := \frac{1}{200}$$

$$\alpha_{h,ek} := \begin{cases} \frac{2}{3} \leq \frac{2}{\sqrt{\frac{(l_{pil} + h_{ant})}{m}}} \\ \frac{2}{3} \\ \text{also if } \frac{2}{3} > \frac{2}{\sqrt{\frac{(l_{pil} + h_{ant})}{m}}} \\ \frac{2}{3} \\ \text{also if } \frac{2}{\sqrt{\frac{(l_{pil} + h_{ant})}{m}}} > 1 \\ 1 \end{cases}$$

$$\alpha_{h,ek} = 1$$

pystyrakenneseosien määrä (1  
varmalla puolella aina)

$$m_{ek} := 1$$

rakenneseosien määrään perustuva  
korjauskerroin

$$\alpha_{m,ek} := \sqrt{0.5 \cdot \left(1 + \frac{1}{m_{ek}}\right)} = 1$$

$$\theta_i := \theta_0 \cdot \alpha_{h,ek} \cdot \alpha_{m,ek} = 0.005$$

$$l_0 = 2.52 \text{ m}$$

epäkeskeisyys alkuvinoudesta  
x-suunta

$$e_{i,x} := \frac{\theta_i \cdot l_0}{2} = 6.3 \text{ mm}$$

Epäkeskeisyys y-suuntaan:  
anna arvo "kyllä" tai "ei"

`onko_epäk_y_suuntaan := "ei"`

$$e_{i,y} := \begin{cases} \text{if } \text{onko\_epäk\_y\_suuntaan} = \text{"kyllä"} \\ \quad \parallel e_{i,x} \\ \text{also if } \text{onko\_epäk\_y\_suuntaan} = \text{"ei"} \\ \quad \parallel 0 \text{ mm} \end{cases}$$

epäkeskeisyys alkuvinoudesta  
y-suunta

$$e_{i,y} = 0 \text{ mm}$$

rakenteesta johtuva epäkeskeisyys  
x-suunta

$$e_{0,x} := 0 \text{ mm}$$

rakenteesta johtuva epäkeskeisyys  
y-suunta

$$e_{0,y} := 0 \text{ mm}$$

## Lasketaan kuormat lopputilanteessa MURTORAJATILASSA

pystykuormat MRT

$$\psi_0 := 0.7$$

$$\text{max lumi} \quad N_{Ed.1} := 1.15 \cdot (F_{gk} + F_{ant} + F_{pil}) + 1.5 \cdot F_{qk.lumi} + 1.5 \cdot \psi_0 \cdot F_{qk.hyöty} = 2467.79 \text{ kN}$$

$$\text{max hyöty} \quad N_{Ed.2} := 1.15 \cdot (F_{gk} + F_{ant} + F_{pil}) + 1.5 \cdot \psi_0 \cdot F_{qk.lumi} + 1.5 \cdot F_{qk.hyöty} = 2557.79 \text{ kN}$$

$$\text{min tuuli,} \quad N_{Ed.3} := 1.15 \cdot (F_{gk} + F_{ant} + F_{pil}) + 1.5 \cdot F_{qk.lumi} + 1.5 \cdot F_{qk.hyöty} = 2557.79 \text{ kN}$$

max hyöty  
+lumi

$$N_{Ed} := \max(N_{Ed.1}, N_{Ed.2}, N_{Ed.3}) = 2557.79 \text{ kN}$$

$$N_{Ed.max} := N_{Ed} = 2557.79 \text{ kN}$$

vaakakuorma X-suuntaan MRT

$$H_x := 1.15 \cdot H_{gx} + 1.5 \cdot H_{qx} = 285 \text{ kN}$$

vaakakuorma Y-suuntaan MRT

$$H_y := 1.15 \cdot H_{gy} + 1.5 \cdot H_{qy} = 0 \text{ kN}$$

momentti alkuvinoudesta x-suunta

$$M_{ekv.x} := N_{Ed} \cdot (e_{i.x} + e_{0.x}) = 16.114 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

momentti alkuvinoudesta y-suunta

$$M_{ekv.y} := N_{Ed} \cdot (e_{i.y} + e_{0.y}) = 0 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

maksimi kaatava momentti X-  
suuntaan anturan yp MRT

$$M_x := h_{x.mom} \cdot H_x = 855 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

maksimi kaatava momentti Y-  
suuntaan anturan yp MRT

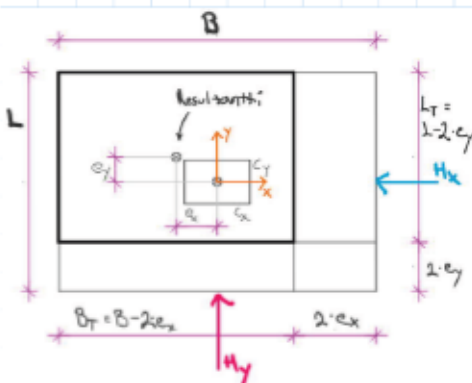
$$M_y := h_{y.mom} \cdot H_y = 0 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

laskennassa  
käytettävä maksimi  
momentti  
LASKETAAN  
ANTRUAN  
ALAPINNASSA

$$M_{Ed.x} := (1.15 \cdot H_{gx} + 1.5 \cdot H_{qx}) \cdot (h_{x.mom} + h_{ant}) \uparrow = 1042.114 \text{ kN} \cdot \text{m} + M_{ekv.x}$$

$$M_{Ed.y} := (1.15 \cdot H_{gy} + 1.5 \cdot H_{qy}) \cdot (h_{y.mom} + h_{ant}) \uparrow = 0 \text{ kN} \cdot \text{m} + M_{ekv.y}$$

## X-suuntaan



epäkeskeisyys

$$e_x := \frac{M_{Ed.x}}{N_{Ed}} = 407.427 \text{ mm}$$

$$e_{x.max} := e_x$$

epäkeskeisyys

$$e_y := \frac{M_{Ed,y}}{N_{Ed}} = 0 \text{ mm}$$

tehollinen L-mitta

$$L_T := L - 2 \cdot e_y = 3120 \text{ mm}$$

$$L_{T,max} := L_T$$

tehollinen B-mitta

$$B_T := B - 2 \cdot e_x = 2305.145 \text{ mm}$$

$$B_{T,max} := B_T$$

tehollinen pohjan ala

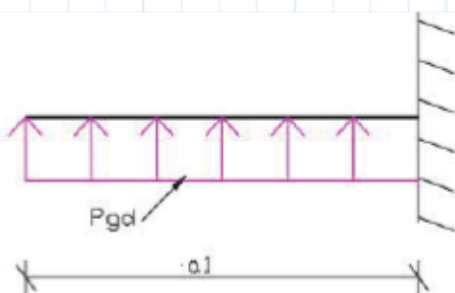
$$A_T := B_T \cdot L_T = 7.192 \text{ m}^2$$

mitoitettava pohjapaine

$$\sigma_{gd} := \frac{N_{Ed} - (F_{ant} \cdot 1.15)}{A_T} = 332.293 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_{gd,max} := \sigma_{gd} = 0.332 \text{ MPa}$$

Pääteräkset mitoitetaan ulokkeellisena palkkina koko anturan leveydeltä



ulokkeen pituus

$$a_1 := \frac{B}{2} - \frac{c_x}{2} = 1.32 \text{ m}$$

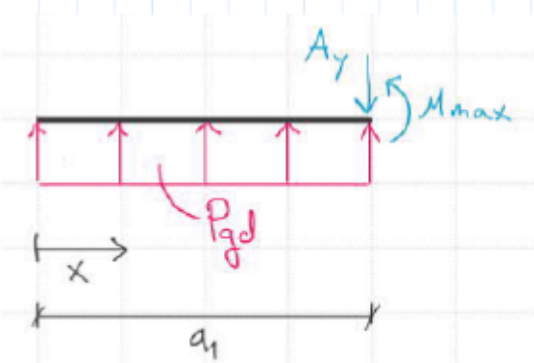
kuormitusleveys

$$b_1 := L_T = 3.12 \text{ m}$$

mitoitettava kuorma

$$P_{gd} := \sigma_{gd} \cdot b_1 = 1036.756 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

VKK



Tukireaktio

$$A_y := -P_{gd} \cdot a_1 = -1368.517 \text{ kN}$$

Leikkausvoiman yhtälö

$$V(x) := \frac{P_{gd}}{\text{kN} \div \text{m}} \cdot x \quad \text{kN}$$

Leikkausvoima pisteessä  $x=0$ 

$$V(0) = 0 \quad \text{kN}$$

Leikkausvoima pisteessä  $x=a_1$ 

$$V\left(\frac{a_1}{\text{m}}\right) = 1368.517 \quad \text{kN}$$

Leikkausvoima uuden ja vanhan rakenteen liittymässä

$$V\left(\frac{B_{laaj}}{\text{m}}\right) = 373.232 \quad \text{kN}$$

Momentin yhtälö

$$M(x) := \frac{\left(\frac{P_{gd}}{\text{kN} \div \text{m}}\right)}{2} \cdot x^2 \quad \text{kN} \cdot \text{m}$$

Momentti pisteessä  $x=0$ 

$$M(0) = 0 \quad \text{kN} \cdot \text{m}$$

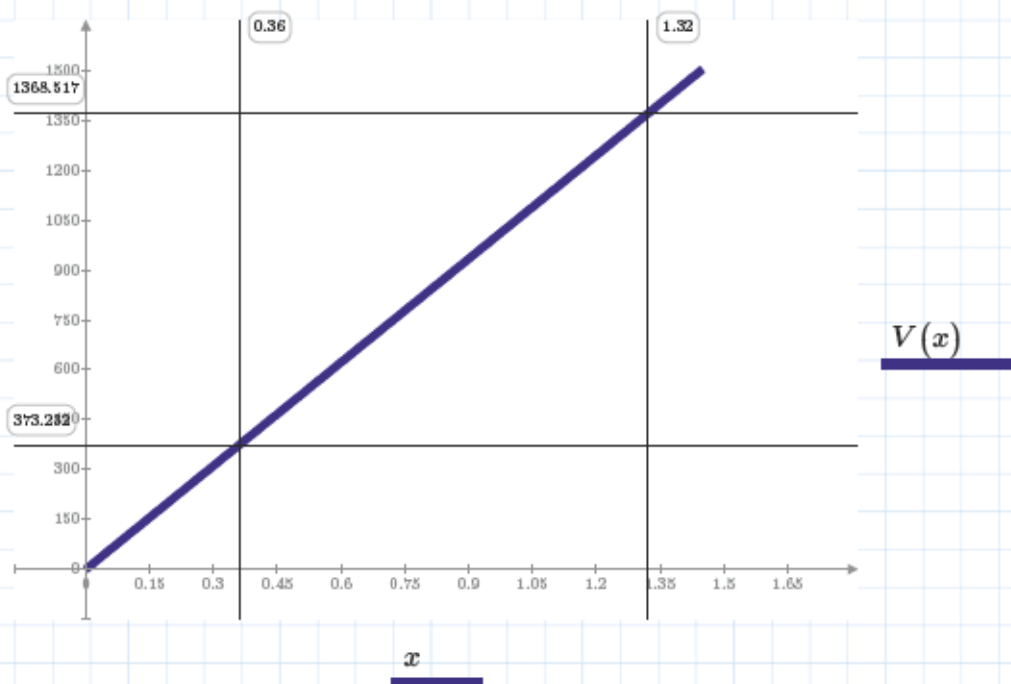
Momentin pisteessä  $x=a_1$ 

$$M\left(\frac{a_1}{\text{m}}\right) = 903.221 \quad \text{kN} \cdot \text{m}$$

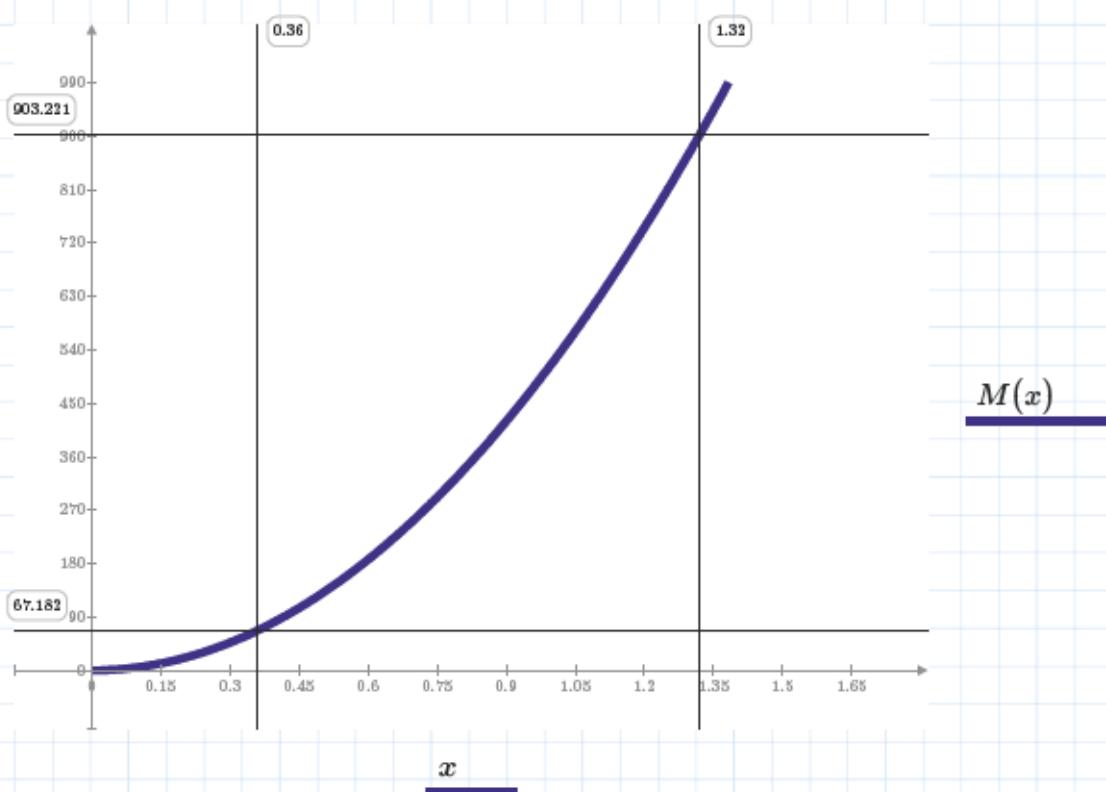
Momentti uuden ja vanhan rakenteen liittymässä

$$M\left(\frac{B_{laaj}}{\text{m}}\right) = 67.182 \quad \text{kN} \cdot \text{m}$$

Leikkausvoima kuvaaja:



Momentti kuvaaja:



mitoitusmomentti

$$M_{Ed,MRT} := M\left(\frac{a_1}{m}\right) \cdot kN \cdot m = 903.221 \text{ kN} \cdot m$$

leikkausvoima uuden ja vanhan rakenteen saumassa MRT

$$V_{Ed,sauma,MRT} := V \left( \frac{B_{laaj}}{m} \right) \cdot kN = 373.232 \text{ kN}$$

momentti uuden ja vanhan rakenteen saumassa MRT

$$M_{Ed,sauma,MRT} := M \left( \frac{B_{laaj}}{m} \right) \cdot kN \cdot m = 67.182 \text{ kN} \cdot m$$

### Lasketaan kuormat lopputilanteessa ominaisyhdistelmällä (KTR)

pystykuormat omin

$$\psi_0 := 0.7$$

max lumi  $N_{Ed,1} := (F_{gk} + F_{ant} + F_{pil}) + F_{qk,lumi} + \psi_0 \cdot F_{qk,hyöty} = 2103.296 \text{ kN}$

max hyöty  $N_{Ed,2} := (F_{gk} + F_{ant} + F_{pil}) + \psi_0 \cdot F_{qk,lumi} + F_{qk,hyöty} = 2163.296 \text{ kN}$

$$N_{Ed} := \max(N_{Ed,1}, N_{Ed,2}) = 2163.296 \text{ kN}$$

vaakakuorma X-suuntaan MRT

$$H_x := H_{gx} + \psi_0 \cdot H_{qx} = 133 \text{ kN}$$

vaakakuorma Y-suuntaan MRT

$$H_y := H_{gy} + \psi_0 \cdot H_{qy} = 0 \text{ kN}$$

maksimi kaatavamomentti  
vaakavoimasta X-suuntaan anturan  
yp MRT

$$M_x := h_{x,mom} \cdot H_x = 399 \text{ kN} \cdot m$$

maksimi kaatavamomentti  
vaakavoimasta Y-suuntaan anturan  
yp MRT

$$M_y := h_{y,mom} \cdot H_y = 0 \text{ kN} \cdot m$$

momentti alkuvinoudesta x-suunta

$$M_{ekv,x} := N_{Ed} \cdot (e_{i,x} + e_{0,x}) = 13.629 \text{ kN} \cdot m$$

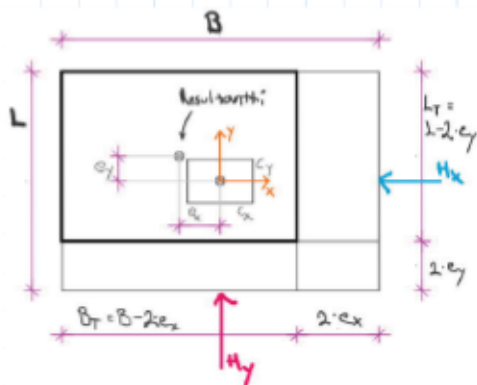
momentti alkuvinoudesta y-suunta

$$M_{ekv,y} := N_{Ed} \cdot (e_{i,y} + e_{0,y}) = 0 \text{ kN} \cdot m$$

laskennassa käytettävä  
maksimi momentti  
LASKETAAN ANTRUAN  
ALAPINNASSA

$$M_{Ed,x} := (H_{gx} + \psi_0 \cdot H_{qx}) \cdot (h_{x,mom} + h_{ant}) + M_{ekv,x} = 492.429 \text{ kN} \cdot m$$

$$M_{Ed,y} := (H_{gy} + \psi_0 \cdot H_{qy}) \cdot (h_{y,mom} + h_{ant}) + M_{ekv,y} = 0 \text{ kN} \cdot m$$

**X-suuntaan**

epäkeskeisyys

$$e_x := \frac{M_{Ed,x}}{N_{Ed}} = 227.629 \text{ mm}$$

epäkeskeisyys

$$e_y := \frac{M_{Ed,y}}{N_{Ed}} = 0 \text{ mm}$$

tehollinen L-mitta

$$L_T := L - 2 \cdot e_y = 3120 \text{ mm}$$

tehollinen B-mitta

$$B_T := B - 2 \cdot e_x = 2664.742 \text{ mm}$$

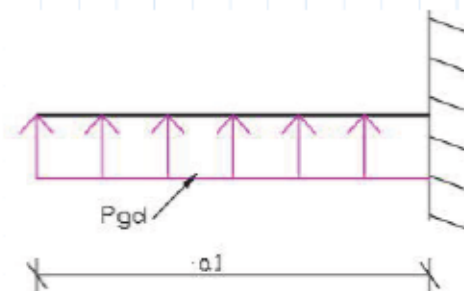
tehollinen pohjan ala

$$A_T := B_T \cdot L_T = 8.314 \text{ m}^2$$

mitoitettava pohjapaine

$$\sigma_{gd} := \frac{N_{Ed} - (F_{ant} \cdot 1.15)}{A_T} = 240.002 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Pääteräkset mitoitetaan ulokkeellisenä palkkina koko anturan leveydeltä



ulokkeen pituus

$$a_1 := \frac{B}{2} - \frac{c_x}{2} = 1.32 \text{ m}$$

kuormitusleveys

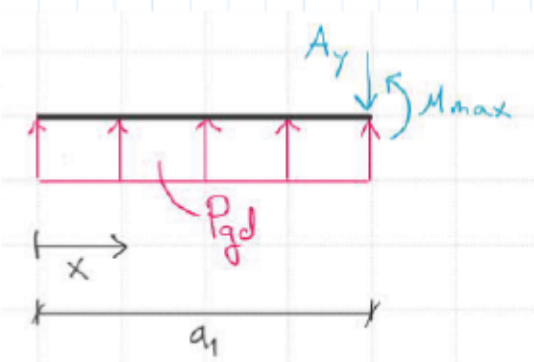
$$b_1 := L_T = 3.12 \text{ m}$$

mitoitettava kuorma

$$P_{gd} := \sigma_{gd} \cdot b_1 = 748.807 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$



VKK



Tukireaktio

$$A_y := -P_{gd} \cdot a_1 = -988.425 \text{ kN}$$

Leikkausvoiman yhtälö

$$V(x) := \frac{P_{gd}}{\text{kN} \div \text{m}} \cdot x \quad \text{kN}$$

Leikkausvoima pisteessä  $x=0$ 

$$V(0) = 0 \quad \text{kN}$$

Leikkausvoima pisteessä  $x=a_1$ 

$$V\left(\frac{a_1}{\text{m}}\right) = 988.425 \quad \text{kN}$$

Momentin yhtälö

$$M(x) := \frac{\left(\frac{P_{gd}}{\text{kN} \div \text{m}}\right)}{2} \cdot x^2 \quad \text{kN} \cdot \text{m}$$

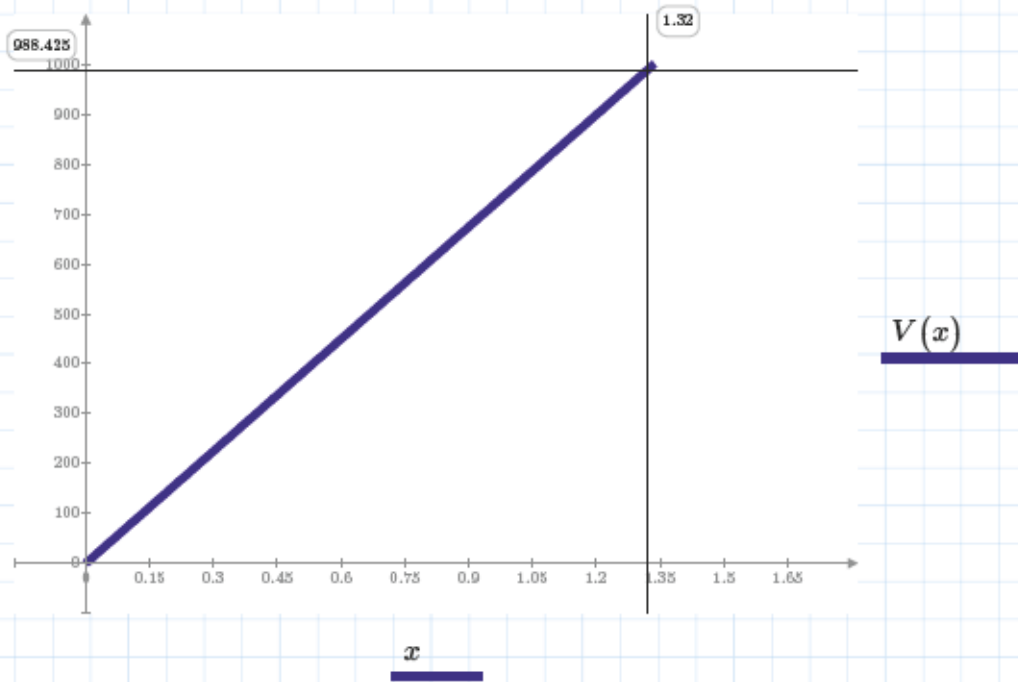
Momentti pisteessä  $x=0$ 

$$M(0) = 0 \quad \text{kN} \cdot \text{m}$$

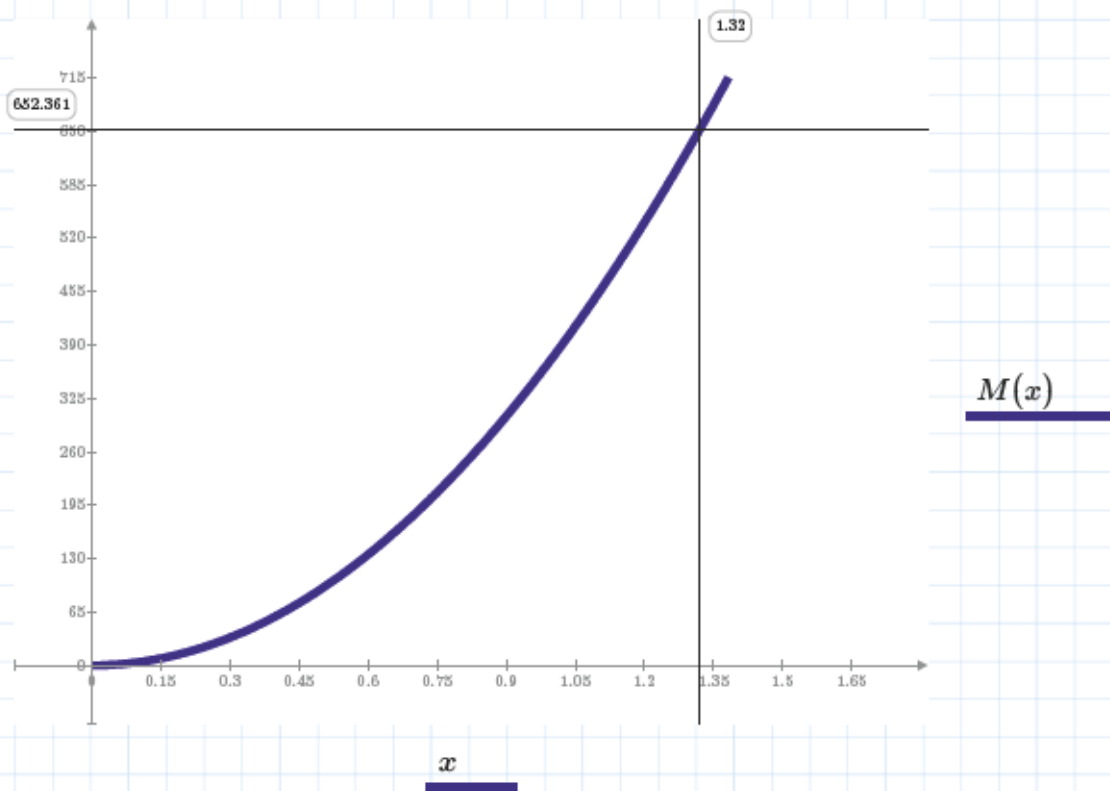
Momentin pisteessä  $x=a_1$ 

$$M\left(\frac{a_1}{\text{m}}\right) = 652.361 \quad \text{kN} \cdot \text{m}$$

Leikkausvoima kuvaaja:



Momentti kuvaaja:



mitoitusmomentti (omin)

$$M_{Ed,omin} := M\left(\frac{a_1}{m}\right) \cdot kN \cdot m = 652.361 \text{ kN} \cdot m$$

### Lasketaan kuormat lopputilanteessa tavallisella yhdistelmällä (KTR)

$$\psi_0 := 0.7 \quad \psi_{1.lumi} := 0.4 \quad \psi_{1.hyöty} := 0.5 \quad \psi_{2.lumi} := 0.2 \quad \psi_{2.hyöty} := 0.3 \quad \psi_{1.tuuli} := 0.2$$

pystykuormat tavallinen yhd

$$\text{max lumi} \quad N_{Ed.1} := (F_{gk} + F_{ant} + F_{pil}) + \psi_{1.lumi} \cdot F_{qk.lumi} + \psi_{2.hyöty} \cdot F_{qk.hyöty} = 2023.296 \text{ kN}$$

$$\text{max hyöty} \quad N_{Ed.2} := (F_{gk} + F_{ant} + F_{pil}) + \psi_{2.lumi} \cdot F_{qk.lumi} + \psi_{1.hyöty} \cdot F_{qk.hyöty} = 2063.296 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} := \max(N_{Ed.1}, N_{Ed.2}) = 2063.296 \text{ kN}$$

vaakakuorma X-suuntaan MRT

$$H_x := H_{gx} + \psi_{1.tuuli} \cdot H_{qx} = 38 \text{ kN}$$

vaakakuorma Y-suuntaan MRT

$$H_y := H_{gy} + \psi_{1.tuuli} \cdot H_{qy} = 0 \text{ kN}$$

maksimi kaatavamomentti  
vaakavoimasta X-suuntaan anturan  
yp MRT

$$M_x := h_{x.mom} \cdot H_x = 114 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

maksimi kaatava momentti  
vaakavoimasta Y-suuntaan anturan  
yp MRT

$$M_y := h_{y.mom} \cdot H_y = 0 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

momentti alkuvinoudesta x-suunta

$$M_{ekv.x} := N_{Ed} \cdot (e_{i.x} + e_{0.x}) = 12.999 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

momentti alkuvinoudesta y-suunta

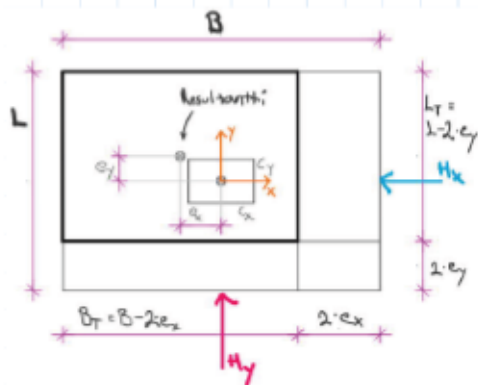
$$M_{ekv.y} := N_{Ed} \cdot (e_{i.y} + e_{0.y}) = 0 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

laskennassa käytettävä  
maksimi momentti  
LASKETAAN ANTRUAN  
ALAPINNASSA

$$M_{Ed.x} := (H_x) \cdot (h_{x.mom} + h_{ant}) + M_{ekv.x} = 149.799 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Ed.y} := (H_y) \cdot (h_{y.mom} + h_{ant}) + M_{ekv.y} = 0 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

## Rasitukset tavallisista kuormitusyhdistelyistä



epäkeskeisyys

$$e_x := \frac{M_{Ed,x}}{N_{Ed}} = 72.602 \text{ mm}$$

epäkeskeisyys

$$e_y := \frac{M_{Ed,y}}{N_{Ed}} = 0 \text{ mm}$$

tehollinen L-mitta

$$L_T := L - 2 \cdot e_y = 3120 \text{ mm}$$

tehollinen B-mitta

$$B_T := B - 2 \cdot e_x = 2974.797 \text{ mm}$$

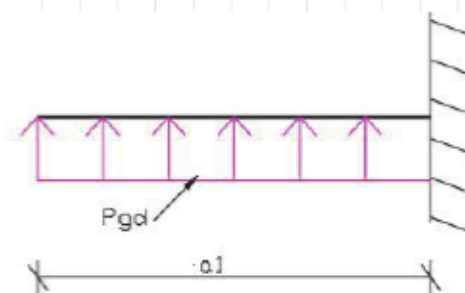
tehollinen pohjan ala

$$A_T := B_T \cdot L_T = 9.281 \text{ m}^2$$

mitoitettava pohjapaine

$$\sigma_{gd} := \frac{N_{Ed} - (F_{ant} \cdot 1.15)}{A_T} = 204.213 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Pääteräkset mitoitetaan ulokkeellisenä palkkina koko anturan leveydeltä



ulokkeen pituus

$$a_1 := \frac{B}{2} - \frac{c_x}{2} = 1.32 \text{ m}$$

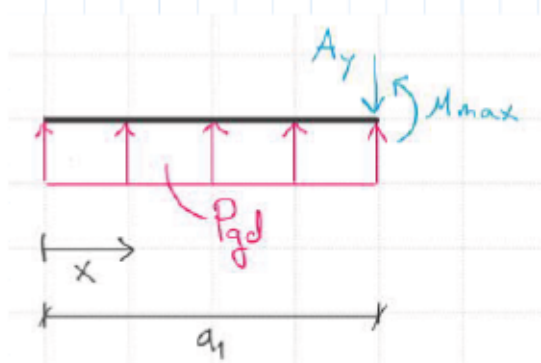
kuormitusleveys

$$b_1 := L_T = 3.12 \text{ m}$$

mitoitettava kuorma

$$P_{gd} := \sigma_{gd} \cdot b_1 = 637.145 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

VKK



Tukireaktio

$$A_y := -P_{gd} \cdot a_1 = -841.032 \text{ kN}$$

Leikkausvoiman yhtälö

$$V(x) := \frac{P_{gd}}{\text{kN} \div \text{m}} \cdot x \quad \text{kN}$$

Leikkausvoima pisteessä  $x=0$ 

$$V(0) = 0 \quad \text{kN}$$

Leikkausvoima pisteessä  $x=a_1$ 

$$V\left(\frac{a_1}{\text{m}}\right) = 841.032 \quad \text{kN}$$

Momentin yhtälö

$$M(x) := \frac{\left(\frac{P_{gd}}{\text{kN} \div \text{m}}\right)}{2} \cdot x^2 \quad \text{kN} \cdot \text{m}$$

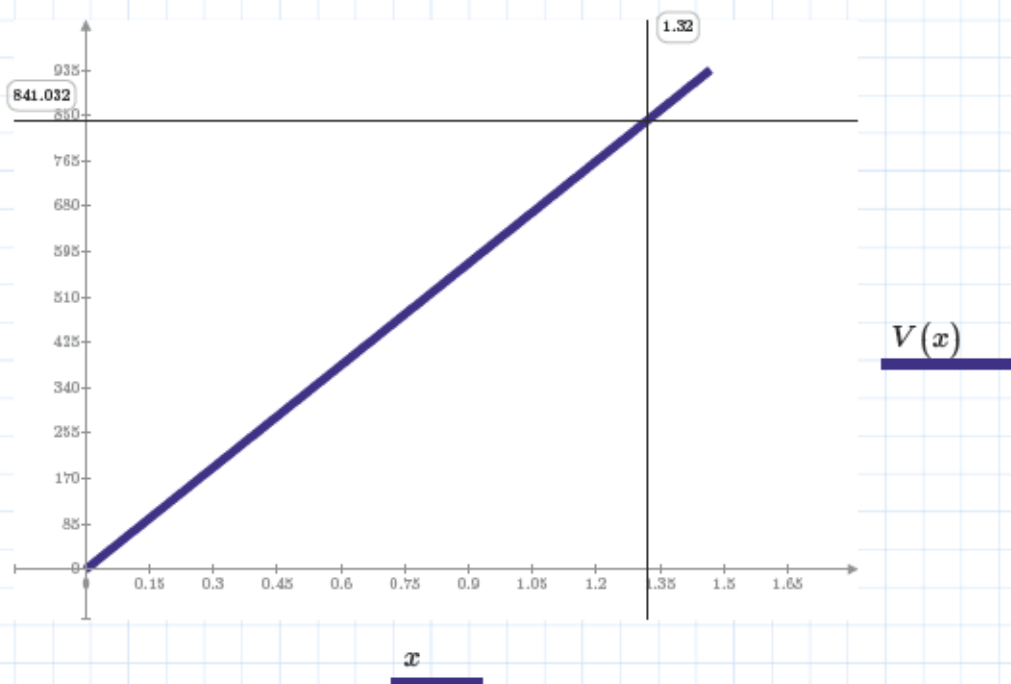
Momentti pisteessä  $x=0$ 

$$M(0) = 0 \quad \text{kN} \cdot \text{m}$$

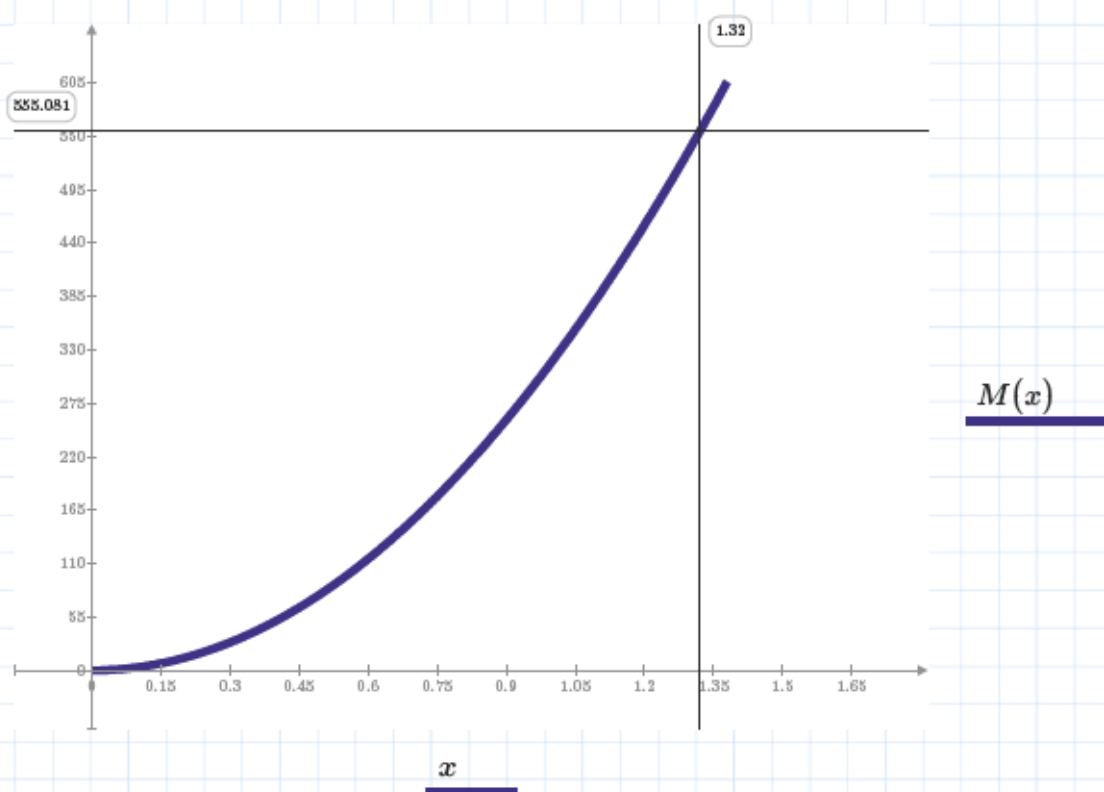
Momentin pisteessä  $x=a_1$ 

$$M\left(\frac{a_1}{\text{m}}\right) = 555.081 \quad \text{kN} \cdot \text{m}$$

Leikkausvoima kuvaaja:



Momentti kuvaaja:



mitoitusmomentti pitkäaik.

$$M_{Ed.tavall} := M \left( \frac{a_1}{m} \right) \cdot kN \cdot m = 555.081 \text{ kN} \cdot m$$

### Lasketaan kuormat lopputilanteessa pitkäaikaisella yhdistelmällä (KTR)

$$\psi_{2,lumi} := 0.2 \quad \psi_{2,hjoty} := 0.3$$

pystykuormat pitkäaikaisyhdistelmällä

$$N_{Ed,1} := (F_{gk} + F_{ant} + F_{pil}) + \psi_{2,lumi} \cdot F_{qk,lumi} + \psi_{2,hjoty} \cdot F_{qk,hjoty} = 2023.296 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} := N_{Ed,1} = 2023.296 \text{ kN}$$

vaakakuorma X-suuntaan MRT

$$H_x := H_{gx} + \psi_{2,lumi} \cdot H_{qx} = 38 \text{ kN}$$

vaakakuorma Y-suuntaan MRT

$$H_y := H_{gy} + \psi_{2,lumi} \cdot H_{qy} = 0 \text{ kN}$$

maksimi kaatavamomentti  
vaakavoimasta X-suuntaan anturan  
yp MRT

$$M_x := h_{x,mom} \cdot H_x = 114 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

maksimi kaatavamomentti  
vaakavoimasta Y-suuntaan anturan  
yp MRT

$$M_y := h_{y,mom} \cdot H_y = 0 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

momentti alkuvinoudesta x-suunta

$$M_{ekv,x} := N_{Ed} \cdot (e_{i,x} + e_{0,x}) = 12.747 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

momentti alkuvinoudesta y-suunta

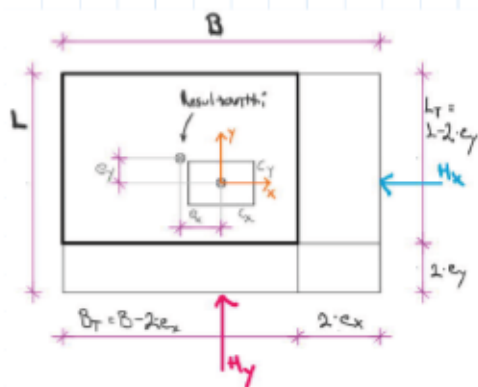
$$M_{ekv,y} := N_{Ed} \cdot (e_{i,y} + e_{0,y}) = 0 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

laskennassa käytettävä  
maksimi momentti  
LASKETAAN ANTRUAN  
ALAPINNASSA

$$M_{Ed,x} := (H_x) \cdot (h_{x,mom} + h_{ant}) + M_{ekv,x} = 149.547 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Ed,y} := (H_y) \cdot (h_{y,mom} + h_{ant}) + M_{ekv,y} = 0 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

## Rasitukset pitkäaikaisista kuormitusyhdistelyistä



epäkeskeisyys

$$e_x := \frac{M_{Ed,x}}{N_{Ed}} = 73.912 \text{ mm}$$

epäkeskeisyys

$$e_y := \frac{M_{Ed,y}}{N_{Ed}} = 0 \text{ mm}$$

tehollinen L-mitta

$$L_T := L - 2 \cdot e_y = 3120 \text{ mm}$$

tehollinen B-mitta

$$B_T := B - 2 \cdot e_x = 2972.175 \text{ mm}$$

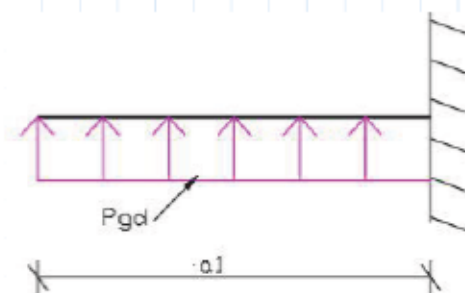
tehollinen pohjan ala

$$A_T := B_T \cdot L_T = 9.273 \text{ m}^2$$

mitoitettava pohjapaine

$$\sigma_{gd} := \frac{N_{Ed} - (F_{ant} \cdot 1.15)}{A_T} = 200.08 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Pääteräkset mitoitetaan ulokkeellisenä palkkina koko anturan leveydeltä



ulokkeen pituus

$$a_1 := \frac{B}{2} - \frac{c_x}{2} = 1.32 \text{ m}$$

kuormitusleveys

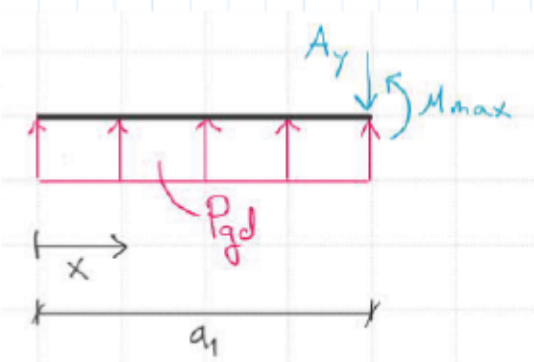
$$b_1 := L_T = 3.12 \text{ m}$$

mitoitettava kuorma

$$P_{gd} := \sigma_{gd} \cdot b_1 = 624.249 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$



VKK



Tukireaktio

$$A_y := -P_{gd} \cdot a_1 = -824.009 \text{ kN}$$

Leikkausvoiman yhtälö

$$V(x) := \frac{P_{gd}}{\text{kN} \div \text{m}} \cdot x \quad \text{kN}$$

Leikkausvoima pisteessä  $x=0$ 

$$V(0) = 0 \quad \text{kN}$$

Leikkausvoima pisteessä  $x=a_1$ 

$$V\left(\frac{a_1}{\text{m}}\right) = 824.009 \quad \text{kN}$$

Momentin yhtälö

$$M(x) := \frac{\left(\frac{P_{gd}}{\text{kN} \div \text{m}}\right)}{2} \cdot x^2 \quad \text{kN} \cdot \text{m}$$

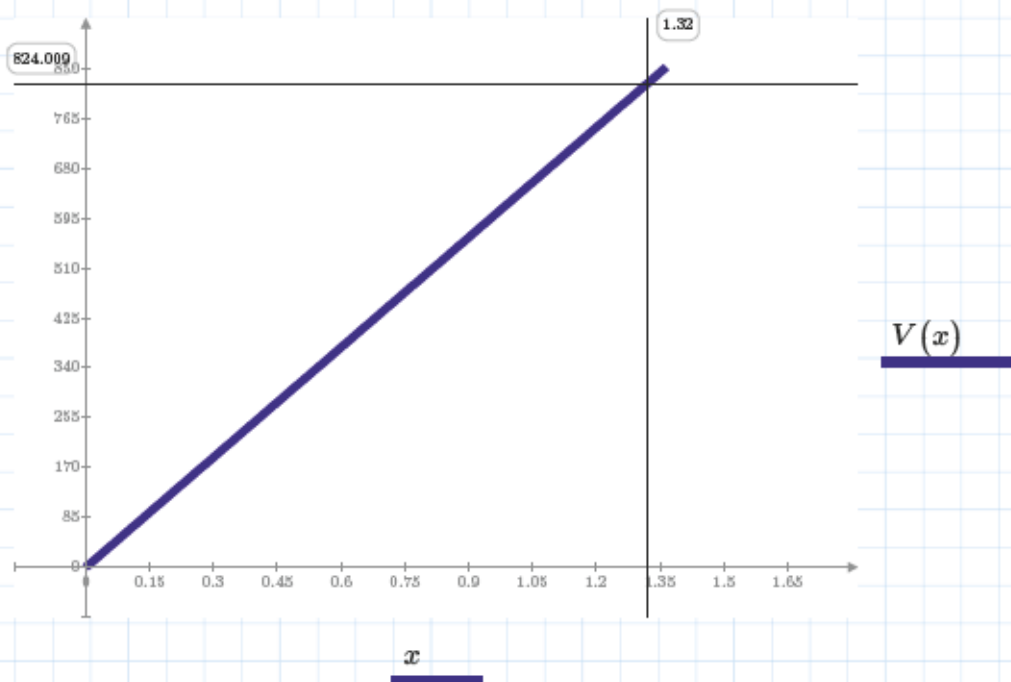
Momentti pisteessä  $x=0$ 

$$M(0) = 0 \quad \text{kN} \cdot \text{m}$$

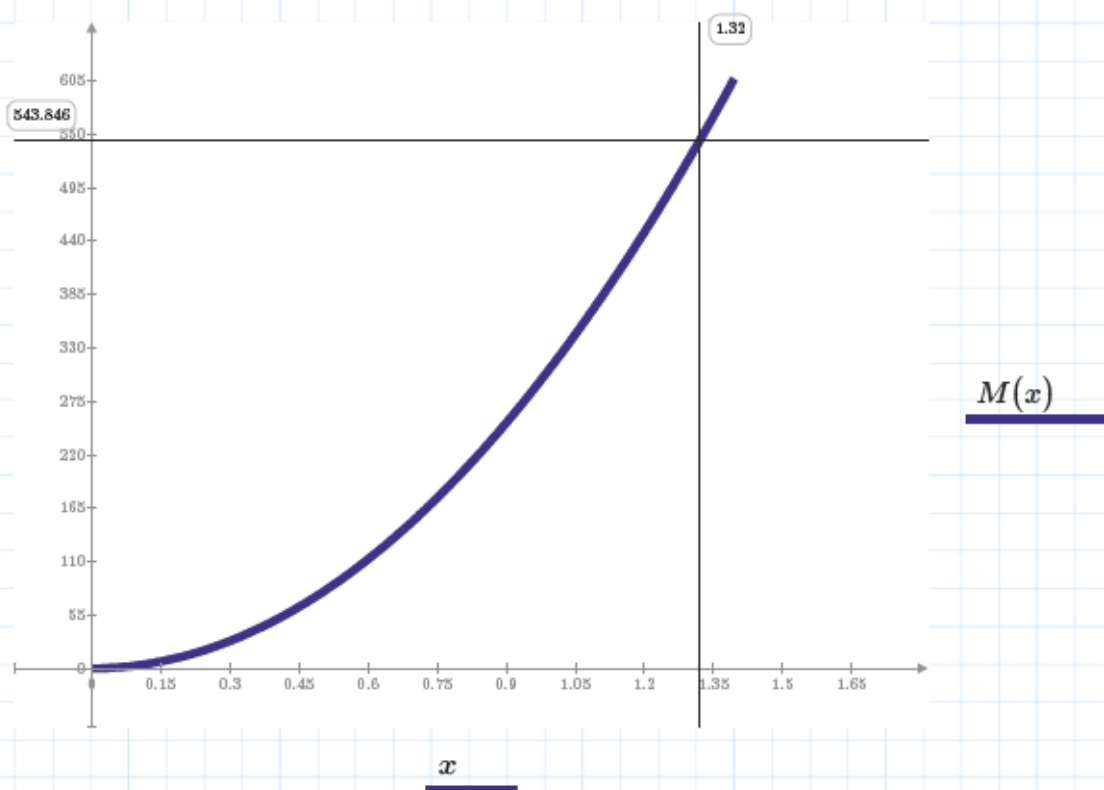
Momentin pisteessä  $x=a_1$ 

$$M\left(\frac{a_1}{\text{m}}\right) = 543.846 \quad \text{kN} \cdot \text{m}$$

Leikkausvoima kuvaaja:



Momentti kuvaaja:



mitoitusmomentti pitkäaik.

$$M_{Ed, pitka.aik} := M \left( \frac{a_1}{m} \right) \cdot kN \cdot m = 543.846 \text{ kN} \cdot m$$

**Lasketaan vielä kuormat alkutilanteessa heti jännittämisen jälkeen, kun lisäkuormat eivät vielä kuormita rakennetta (alkuperäiset kuormat):**

pysyvät kuormat ilman anturan omaa painoa

$$F_{gk.AT} := 1200 \text{ kN}$$

hyötykuorma

$$F_{qk.hyöty.AT} := 150 \text{ kN}$$

lumikuormat

$$F_{qk.lumi.AT} := 0 \text{ kN}$$

pysyvä vaakakuorma Y-suuntaan

$$H_{gy.AT} := 0 \text{ kN}$$

muuttuva vaakakuorma Y-suuntaan

$$H_{qy.AT} := 0 \text{ kN}$$

(tuuli)

vaakauorman vaikutuspiste anturan yläpinnasta Y-suuntaan

$$h_{y.mom.AT} := 0 \text{ m}$$

pysyvä vaakakuorma X-suuntaan

$$H_{gx.AT} := 0 \text{ kN}$$

muuttuva vaakakuorma X-suuntaan

$$H_{qx.AT} := 110 \text{ kN}$$

(tuuli)

vaakauorman vaikutuspiste anturan yläpinnasta X-suuntaan

$$h_{x.mom.AT} := 3 \text{ m}$$

## Mitoituskuormat, alkutilanne, ominaisyhdistelmät

$$\psi_0 = 0.7$$

pystykuormat omin

$$\text{max lumi} \quad N_{Ed,1} := (F_{gk,AT} + F_{ant} + F_{pil}) + F_{qk,lumi,AT} + \psi_0 \cdot F_{qk,hyöty,AT} = 1468.296 \text{ kN}$$

$$\text{max hyöty} \quad N_{Ed,2} := (F_{gk,AT} + F_{ant} + F_{pil}) + \psi_0 \cdot F_{qk,lumi,AT} + F_{qk,hyöty,AT} = 1513.296 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} := \max(N_{Ed,1}, N_{Ed,2}) = 1513.296 \text{ kN}$$

vaakakuorma X-suuntaan MRT

$$H_x := H_{gx,AT} + \psi_0 \cdot H_{qx,AT} = 77 \text{ kN}$$

vaakakuorma Y-suuntaan MRT

$$H_y := H_{gy,AT} + \psi_0 \cdot H_{qy,AT} = 0 \text{ kN}$$

maksimi kaatavamomentti  
vaakavoimasta X-suuntaan anturan  
yp MRT

$$M_x := h_{x,mom,AT} \cdot H_x = 231 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

maksimi kaatavamomentti  
vaakavoimasta Y-suuntaan anturan  
yp MRT

$$M_y := h_{y,mom,AT} \cdot H_y = 0 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

momentti alkuvinoudesta x-suunta

$$M_{ekv,x} := N_{Ed} \cdot (e_{i,x} + e_{0,x}) = 9.534 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

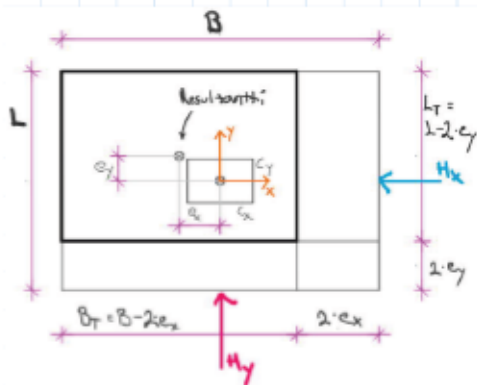
momentti alkuvinoudesta y-suunta

$$M_{ekv,y} := N_{Ed} \cdot (e_{i,y} + e_{0,y}) = 0 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

laskennassa käytettävä  
maksimi momentti  
LASKETAAN ANTRUAN  
ALAPINNASSA

$$M_{Ed,x} := (H_{gx,AT} + \psi_0 \cdot H_{qx,AT}) \cdot (h_{x,mom,AT} + h_{ant}) + M_{ekv,x} = 286.734 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Ed,y} := (H_{gy,AT} + \psi_0 \cdot H_{qy,AT}) \cdot (h_{y,mom,AT} + h_{ant}) + M_{ekv,y} = 0 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

**X-suuntaan**

epäkeskeisyys

$$e_x := \frac{M_{Ed.x}}{N_{Ed}} = 189.476 \text{ mm}$$

epäkeskeisyys

$$e_y := \frac{M_{Ed.y}}{N_{Ed}} = 0 \text{ mm}$$

tehollinen L-mitta

$$L_T := L - 2 \cdot e_y = 3120 \text{ mm}$$

tehollinen B-mitta

$$B_T := B - 2 \cdot e_x = 2741.047 \text{ mm}$$

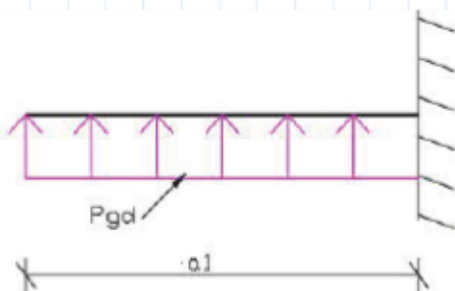
tehollinen pohjan ala

$$A_T := B_T \cdot L_T = 8.552 \text{ m}^2$$

mitoitettava pohjapaine

$$\sigma_{gd} := \frac{N_{Ed} - (F_{ant} \cdot 1.15)}{A_T} = 157.316 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Pääteräkset mitoitetaan ulokkeellisenä palkkina koko anturan leveydeltä



ulokkeen pituus

$$a_1 := \frac{B}{2} - \frac{c_x}{2} = 1.32 \text{ m}$$

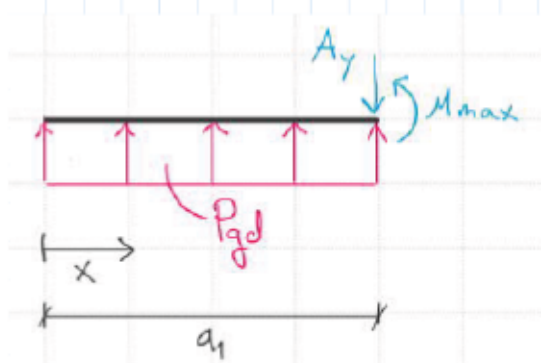
kuormitusleveys

$$b_1 := L_T = 3.12 \text{ m}$$

mitoitettava kuorma

$$P_{gd} := \sigma_{gd} \cdot b_1 = 490.826 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

VKK



Tukireaktio

$$A_y := -P_{gd} \cdot a_1 = -647.89 \text{ kN}$$

Leikkausvoiman yhtälö

$$V(x) := \frac{P_{gd}}{\text{kN} \div \text{m}} \cdot x \quad \text{kN}$$

Leikkausvoima pisteessä  $x=0$ 

$$V(0) = 0 \quad \text{kN}$$

Leikkausvoima pisteessä  $x=a_1$ 

$$V\left(\frac{a_1}{\text{m}}\right) = 647.89 \quad \text{kN}$$

Momentin yhtälö

$$M(x) := \frac{\left(\frac{P_{gd}}{\text{kN} \div \text{m}}\right)}{2} \cdot x^2 \quad \text{kN} \cdot \text{m}$$

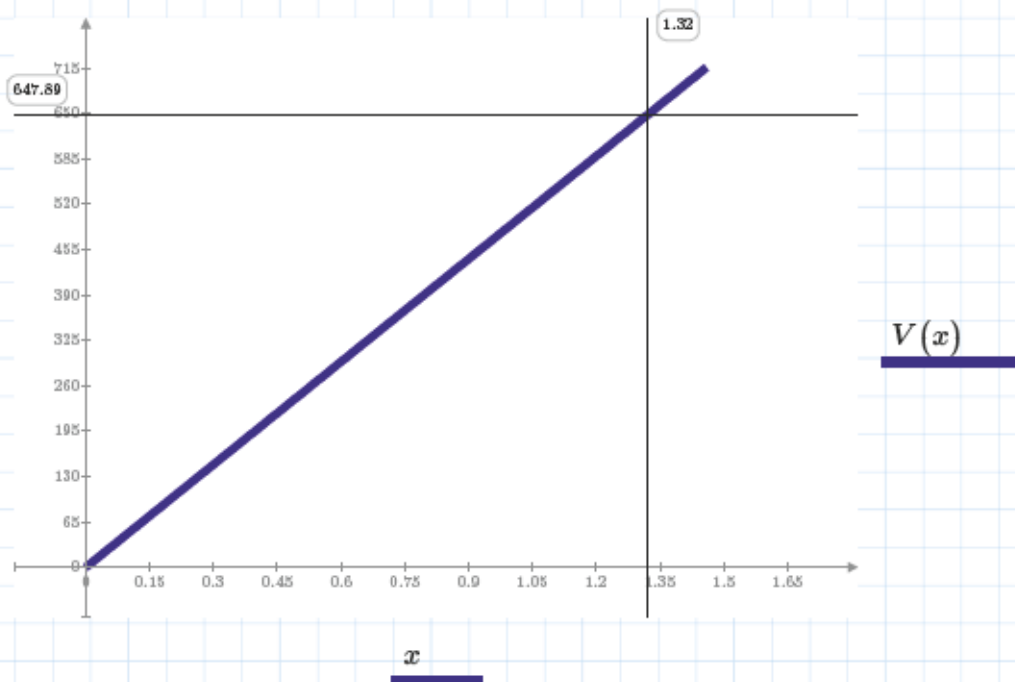
Momentti pisteessä  $x=0$ 

$$M(0) = 0 \quad \text{kN} \cdot \text{m}$$

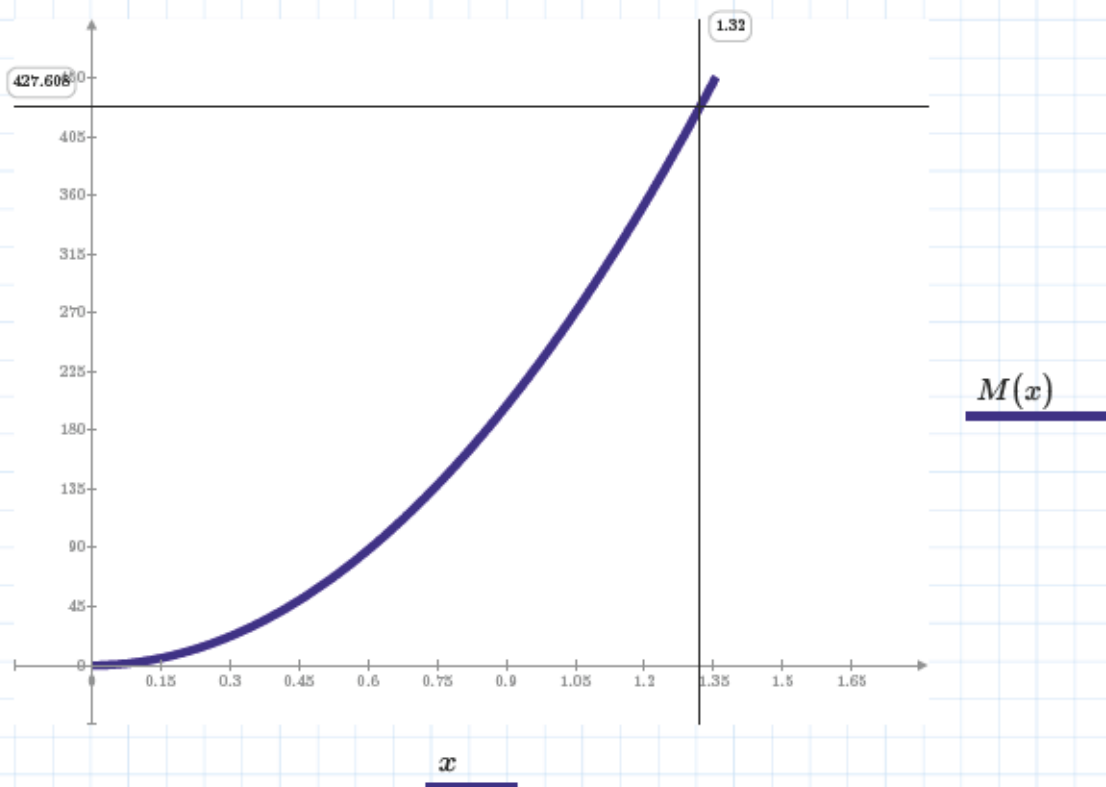
Momentin pisteessä  $x=a_1$ 

$$M\left(\frac{a_1}{\text{m}}\right) = 427.608 \quad \text{kN} \cdot \text{m}$$

Leikkausvoima kuvaaja:



Momentti kuvaaja:



mitoitusmomentti (omin)

$$M_{Ed,alkt.omin} := M\left(\frac{a_1}{m}\right) \cdot kN \cdot m = 427.608 \text{ kN} \cdot m$$

**Yhteenveto rasituksista:**

Alkutilanteen (kun lisäkuorma ei vielä vaikuta, mutta jänne voima luodaan rakenteeseen)  
ominaiskuormien aiheuttama  
max. momentti

$$M_{Ed.alkt.min} = 427.608 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

**Murtorajatila:**

Lopputilanteen murtorajatilan max.  
momentti

$$M_{Ed.MRT} = 903.221 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Lopputilanteen murtorajatilan  
momentti uuden ja vanhan  
rakenteen saumassa

$$M_{Ed.sauma.MRT} = 67.182 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Lopputilanteen murtorajatilan  
leikkausvoima uuden ja vanhan  
rakenteen saumassa

$$V_{Ed.sauma.MRT} = 373.232 \text{ kN}$$

**Käyttörajatila:**

Lopputilanteen käyttörajatilan max.  
momentti ominaisyhdistelmällä

$$M_{Ed.min} = 652.361 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Lopputilanteen käyttörajatilan max.  
momentti tavallisella yhdistelmällä

$$M_{Ed.tavall} = 555.081 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Lopputilanteen käyttörajatilan max.  
momentti pitkäaikaisella  
yhdistelmällä

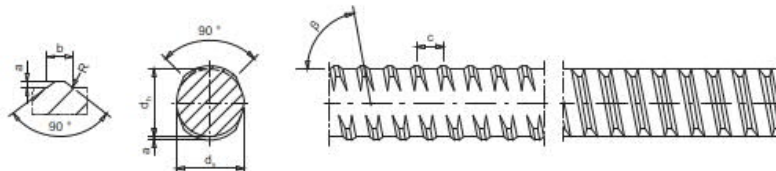
$$M_{Ed.pitka.aik} = 543.846 \text{ kN} \cdot \text{m}$$



## Jälkijännittäminen

jänneteräs:

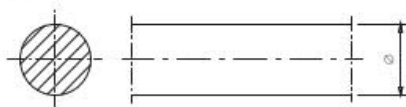
Threadbar, WR and E, surface configuration and dimensions



Nominal diameter	Nominal mass per metre <sup>1)</sup>	Nom. cross-sectional area	Core diameter		Depth	Width	Pitch	Gradient	Radius
∅	M	S <sub>n</sub>	d <sub>n</sub>	d <sub>v</sub>	min. a	b	c	β	R
mm	kg/m	mm <sup>2</sup>	mm	mm	mm	mm	mm	deg	mm
17.5	1.96	241	17.4	17.2	1.1	4.1	8	82.5	1.8
26.5	4.48	552	26.4	25.9	1.7	6.2	13	81.5	2.6
32	6.53	804	31.9	31.4	1.9	7.6	16	81.5	3.2
36	8.27	1 018	35.9	35.4	2.1	8.7	18	81.5	3.6
40	10.205	1 257	39.7	38.9	2.1	9.6	20	81.5	4.0
47	14.10	1 735	46.7	45.9	2.1	10.7	21	81.5	4.0

<sup>1)</sup> The nominal mass per metre includes a portion of 3.5 % non load bearing ribs.  
Tolerance to nominal mass  $\pm 4.5$  %

Plain bar, WS, dimensions



Nominal diameter	Nominal mass per metre <sup>1)</sup>	Nom. cross-sectional area
∅	M	S <sub>n</sub>
mm	kg/m	mm <sup>2</sup>
32	6.313	804
36	7.99	1 018

<sup>1)</sup> Tolerance to nominal mass  $\pm 4.5$  %

Dywidag-Systems International 2018, ETA-05-0123 , ANNEX 40

Mechanical characteristics

Nominal diameter		0.1% - proof stress	Tensile strength	Characteristic		— $\alpha$ <sup>1)</sup>
				0.1% - proof force	Maximum force	
∅		R <sub>p0.1</sub> f <sub>p0.1</sub>	R <sub>m</sub> f <sub>pk</sub>	F <sub>p0.1</sub>	F <sub>pk</sub>	
mm		N/mm <sup>2</sup>	N/mm	kN	kN	%
WR	17.5	950	1 050	230	255	5
	26.5			525	580	
WR WS	32			760	845	
	36			960	1 070	
WR	40			1 190	1 320	
	47			1 650	1 820	
E	26.5	835	1 030	461	568	5
	32			672	828	
	36			850	1 048	
	40			1 049	1 294	

Dywidag-Systems International 2018, ETA-05-0123 , ANNEX 41

pääteräksen (jänne) halkaisija x-suuntaan

$$\Phi_{p,x} := 32 \text{ mm}$$

janteen pinta-ala

$$S_n := 804 \text{ mm}^2$$

vetolujuus

$$f_{pk} := 1050 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

0.1 venymä rajan voima

$$F_{p0.1} := 760 \text{ kN}$$

0.1 venymä rajan jännitys

$$f_{p0.1k} := \frac{F_{p0.1}}{S_n} = 945.274 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

mitoitusjännitys

$$f_{pd} := \frac{f_{p0.1k}}{\gamma_s} = 821.977 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

### Alustava mitoitus

jänne punoksen tehollinen korkeus

$$d_p := 390 \text{ mm} \quad (\text{mitattu cad})$$

suhteellinen momentti

$$\mu := \frac{M_{EdMRT}}{f_{cd} \cdot L \cdot d_p^2} = 0.112$$

vaadittu mekaaninen raudoitussuhde

$$\omega_{req} := \frac{1 - \sqrt{1 - 2.4 \cdot \mu}}{1.2} = 0.121$$

ehto raudoitussuhteelle

$$0.1 \leq \omega_{req} \leq 0.4 = 1$$

alustava jännemäärä

$$n_{req} := \omega_{req} \cdot \frac{L \cdot d_p \cdot f_{cd}}{S_n \cdot f_{pd}} = 3.778$$

valittu jännemäärä

$$n := 4 \quad \text{kpl}$$

janteiden pinta-ala

$$A_p := S_n \cdot n = 3216 \text{ mm}^2$$

suurin sallittu jännitys

$$\sigma_{p,max} := \min(0.8 \cdot f_{pk}, 0.9 \cdot f_{p0.1k}) = 840 \text{ MPa}$$

suurin sallittu jännitys  
välittömien häviöiden jälkeen

$$\sigma_{pm0,max} := \min(0.75 \cdot f_{pk}, 0.85 \cdot f_{p0.1k}) = 787.5 \text{ MPa}$$

valitaan alkujännitys

$$\sigma_{pm0} := \sigma_{pm0,max} = 787.5 \text{ MPa}$$

ehto alkujännitykselle

$$\sigma_{pm0} \leq \sigma_{p,max} = 1$$

$$\sigma_{pi} := \sigma_{pm0} = 787.5 \text{ MPa}$$

jännevoima alussa

$$P_{max} := \sigma_{pm0} \cdot A_p = 2532.6 \text{ kN}$$

jänne voima / 1 jänne

$$F_{1p} := \frac{P_{max}}{n} = 633.15 \text{ kN}$$

Betonin puristuslujuuden aikariippuvuus:

Jännittämisen jälkeinen aika  
vuorokausina (aika-askel  $t_0$ )

$$t_0 := 4$$

sementin laatu

anna arvo: S,N tai R

sementin laadusta riippuva kerroin

$$sementti\_tyyppi := "R"$$

S, slow

N, normal

R, rapid

$$s := \begin{cases} \text{if } sementti\_tyyppi = "S" \\ \quad \parallel 0.38 \\ \text{also if } sementti\_tyyppi = "N" \\ \quad \parallel 0.25 \\ \text{also if } sementti\_tyyppi = "R" \\ \quad \parallel 0.2 \end{cases}$$

sementin laadusta riippuva kerroin

$$s = 0.2$$

s = 0.38 S, slow  
0.25 N, normal  
0.2 R, rapid

betonin iästä riippuva kerroin  
t = aika vuorokausina

$$\beta_{c,c}(t_0) := \exp \left( s \cdot \left( 1 - \sqrt{\frac{28}{t_0}} \right) \right)$$

puristuslujuuden keskiarvo

$$f_{cm} = 38 \text{ MPa}$$

$$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$$

aikariippuvainen

puristuslujuuden keskiarvo

$$f_{c,m}(t_0) := \beta_{c,c}(t_0) \cdot f_{cm} \quad f_{c,m}(t_0) = 27.342 \text{ MPa}$$

betonin lujuus ( $t_0$ ) vrk ikäisenä

$$f_{ck,t0} := f_{c,m}(t_0) - 8 \text{ MPa} = 19.342 \text{ MPa}$$

Betonilla on oltava riittävä ( $0.6 \cdot \text{loppulujuudesta}$ ) lujuus ennen jännitystä.

Tarkastellaan betonin lujuus ennen laukaisua:

ehto

$$f_{ck,t0} > f_{ck} \cdot 0.6 = 1$$

## Anturan nykyinen raudoitus (betoniteräs)

nykyisen betoniteräksen  
halkaisja ja k-jako x-suunta

$$\Phi_{s,x} := 20 \text{ mm}$$

$$k_{jako,x} := 200 \text{ mm}$$

nykyisen betoniteräksen  
halkaisja ja k-jako y-suunta

$$\Phi_{s,y} := 20 \text{ mm}$$

$$k_{jako,y} := 250 \text{ mm}$$

## Poikkileikkaussuureet

$$h := h_{ant} = 600 \text{ mm}$$

$$b := L = 3120 \text{ mm}$$

$$A_c := h \cdot b = 1872000 \text{ mm}^2$$

$$I := \frac{b \cdot h^3}{12} = (5.616 \cdot 10^{10}) \text{ mm}^4$$

$$PK := \frac{h}{2} = 300 \text{ mm}$$

$$y_{top} := -PK = -300 \text{ mm}$$

$$y_{bot} := PK = 300 \text{ mm}$$

tehollinen korkeus laskettuna  
jänneteräksestä

$$d_p = 390 \text{ mm}$$

$$d_p' := h - d_p = 210 \text{ mm}$$

$$e_p := y_{bot} - d_p' = 90 \text{ mm}$$

tehollinen korkeus laskettuna  
betoniteräksestä X-SUUNTAAN

$$d_s := h - c_{nom} - 1.1 \cdot \frac{\Phi_{s,x}}{2} = 539 \text{ mm}$$

$$d_s' := h - d_s = 61 \text{ mm}$$

Jännitys betonissa heti jännittämisen jälkeen ilman häviöitä:

jännevoima alussa

$$P_{max} = 2532.6 \text{ kN}$$

jännitys alussa betonissa punoksen  
pintakeskiössä ilman häviöitä

$$\Delta\sigma_{c,p} := \frac{-P_{max}}{A_c} + \frac{-(P_{max} \cdot e_p)}{I} \cdot e_p = -1.718 \text{ MPa}$$

Sallittu jännitys betonissa alkutilanteessa:

$$f_{ck,t0} = 19.342 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c,sall,t0} := 0.6 \cdot f_{ck,t0} = 11.605 \text{ MPa}$$

$$|\Delta\sigma_{c,p}| \leq \sigma_{c,sall,t0} = 1$$

sallittu\_puristusjann\_betonissa = "OK"

## Häviöt

### Jännevoiman väheneminen betonin kimmoisasta puristumisesta

by 210. 9.1

Betonin ikä jännittämisen  
alkaessa (aika-askel  $t_0$ )

$$t_0 = 4 \quad \text{vrk}$$

betonin kimmokerroin

$$E_{cm} = 32836.568 \text{ MPa}$$

aikariippuvainen kimmokerroin

$$E_{c,m}(t_0) := \left( \frac{f_{ck,t0}}{f_{cm}} \right)^{0.3} \cdot E_{cm}$$

kimmokertoimien suhde

$$\alpha_{e,t0} := \frac{E_p}{E_{c,m}(t_0)} = 7.645$$

jäyhyyssäde

$$i := \sqrt{\frac{I}{A_c}} = 0.173 \text{ m}$$

jännitys betonissa heti  
jännittämisen jälkeen

$$\Delta\sigma_{c,p} = -1.718 \text{ MPa}$$

suhteellinen puristuma

$$\varepsilon_{c,t0} := \frac{\Delta\sigma_{c,p}}{E_{c,m}(t_0)} = -0.0000641$$

Jännityshäviö jänteessä  
kokoonpuristuman johdosta,  
voidaan laskea myös  
kimmokertoimien suhteella  
( $\Delta\sigma_{c,p,t1} \cdot \alpha_{e,t1} = \Delta\sigma_{p,el,t1}$ )

$$\Delta\sigma_{p,el,t0} := \varepsilon_{c,t0} \cdot E_p = -13.135 \text{ MPa}$$

jännevoiman häviö punoksen  
kokoonpuristuman johdosta

$$\Delta P_{p,el,t0} := \Delta\sigma_{p,el,t0} \cdot A_p = -42.243 \text{ kN}$$

**Lasketaan kimmoinen puristuma EC2 mukaan**  
**SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC s.78**

jänteet

$$n = 4$$

Kerroin, joka huomioi  
jännitysjärjestyksen. HUOM!  
Mikäli j:lle annetaan arvo 1,  
häviö on sama kuin yllä By210  
mukaan!

$$j := \frac{(n-1)}{2 \cdot n} = 0.375$$

jännevoiman häviö  
kokoonpuristuman johdosta

$$\Delta P_{p.el.t0} := A_p \cdot E_p \cdot \left( \frac{j \cdot \Delta \sigma_{c.p}}{E_{c.m}(t_0)} \right) = -15.841 \text{ kN}$$

jännityshäviö  
kokoonpuristuman johdosta

$$\Delta \sigma_{p.el.t0} := \frac{\Delta P_{p.el.t0}}{A_p} = -4.926 \text{ MPa}$$

**Kitkahäviö**

DYWIDAG SYSTEMS ETA-05/0123

jännevoima alussa

$$P_0 := P_{max} = 2532.6 \text{ kN}$$

kitkakerroin

$$\mu := 0.5$$

janteen kaarevuuden vaihtelu

$$\alpha := 0$$

häviön pituusvaikutuksen  
huomioiva kerroin

$$k := 8.7 \cdot 10^{-3}$$

jännevoima kitkahäviöstä johtuen  
(riippuu tarkastelu pituudesta)

$$P_x(x) := \left( P_0 \cdot e^{-\mu \cdot \left( \alpha + k \cdot \frac{x}{m} \right)} \right)$$

jännevoima aktiivipäässä

$$P_x(0 \text{ m}) = 2532.6 \text{ kN}$$

jännevoima passiivipäässä

$$P_x(B) = 2498.46 \text{ kN}$$

jännevoiman keskiarvo  
(puolella välissä jännevälillä)

$$P_x\left(\frac{B}{2}\right) = 2515.472 \text{ kN}$$

jännevoiman häviö kitkahäviöstä  
johtuen (keskimääräinen)

$$\Delta P_{p,fric,t0} := P_x\left(\frac{B}{2}\right) - P_x(0 \text{ m}) = -17.128 \text{ kN}$$

keskimääräinen jännityshäviö  
kitkahäviöstä johtuen

$$\Delta \sigma_{p,fric,t0} := \frac{\Delta P_{p,fric,t0}}{A_p} = -5.326 \text{ MPa}$$



**Ankkurointihäviö**

by69. s23

tuotteen valmistajan ilmoittama  
ankkurointiliukuma

$$\Delta_{slip} := 1.7 \text{ mm}$$

kitkasta johtuva keskim. jännityshäviö

$$\Delta_p := \frac{(P_{max} - P_x(B))}{B} = 10.942 \frac{N}{mm}$$

$$w := \min \left( B, \left( \sqrt{\frac{\Delta_{slip} \cdot E_p \cdot A_p}{|\Delta_p|}} \right) \right) = 3.12 \text{ m}$$

jännevoiman häviö liukumasta  
johtuen

$$\Delta P_{p.slip.t0} := (2 \cdot \Delta_p \cdot w) \cdot (-1) = -68.28 \text{ kN}$$

jännityshäviö liukumasta johtuen

$$\Delta \sigma_{p.slip.t0} := \frac{\Delta P_{p.slip.t0}}{A_p} = -21.231 \text{ MPa}$$

jännevoima alussa

$$P_{max} = 2532.6 \text{ kN}$$

jännitys betonissa heti jännittämisen  
jälkeen ilman jännityshäviöitä

$$\Delta \sigma_{c.p} = -1.718 \text{ MPa}$$

jännevoiman häviö punoksen  
kokoonpuristuman johdosta

$$\Delta P_{p.el.t0} = -15.841 \text{ kN}$$

jännevoiman häviö kitkahäviöstä  
johtuen

$$\Delta P_{p.fric.t0} = -17.128 \text{ kN}$$

jännevoiman häviö liukumasta  
johtuen

$$\Delta P_{p.slip.t0} = -68.28 \text{ kN}$$

**Jännevoima, kun välittömät häviöt ovat tapahtuneet (kimmoisen kokoonpuristuma, kitkahäviö, liukuminen)**

$$P_{m0} := P_{max} + (\Delta P_{p.el.t0} + \Delta P_{p.fric.t0} + \Delta P_{p.slip.t0}) = 2431.35 \text{ kN}$$

tarkastetaan, ettei jännitys  
ylitä sallittua arvoa

$$\sigma_{pm0.max} = 787.5 \text{ MPa}$$

$$\frac{P_{m0}}{A_p} = 756.017 \text{ MPa}$$

$$P_{m0} = 2431.35 \text{ kN}$$

*jännevoima\_välittömien\_häviöiden\_jälkeen* = "Sallittu, OK"

Jännitys alussa betonissa punoksen  
pintakeskiössä välittömien häviöiden  
jälkeen

$$\Delta\sigma_{c.p.m0} := \frac{-P_{m0}}{A_c} + \frac{-(P_{m0} \cdot e_p)}{I} \cdot e_p + \frac{M_{Ed.pitka.aik}}{I} \cdot e_p = -0.778 \text{ MPa}$$

**Kutistuma EC2 mukaan**

SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC s.33

kuormituksen alkaminen

$t_1 := 4$

vrk

lopussa (ääretön):

aika vuosina

$t_a := 57$

a (vuosina)

aika vuorokausina

$t_{\alpha} := 365 \cdot t_a = 20805$

vrk

aika tunteina

$t_{h,\alpha} := 24 \cdot t_{\alpha} = 499320$

h

ympäristön suhteellinen kosteus (%)

$RH := 90$

%

Poikkileikkausarvot:

poikkileikkauksen ala

$A_c = 1.872 \text{ m}^2$

kuivuva piiri

$u_c := 2 \cdot b + 2 \cdot h = 7.44 \text{ m}$

muunnettu paksuus

$h_0 := \frac{2 \cdot A_c}{u_c} = 503.226 \text{ mm}$

aika-askel (ääretön)

$t_{\alpha} = 20805$  vrk

$\beta_{as,t} := 1 - e^{(-0.2 \cdot t_{\alpha}^{0.5})} = 1$

$\varepsilon_{ca,\alpha} := 2.5 \cdot \left( \frac{f_{ck}}{\text{MPa}} - 10 \right) \cdot 10^{-6} = 0.00005$

sisäinen kutistuma

$\varepsilon_{ca,t\alpha} := (\beta_{as,t} \cdot \varepsilon_{ca,\alpha}) \cdot (-1) = -0.00005$

kh : n interpolointi:

$$h_0 = 503.226 \text{ mm}$$

$$k_h := \text{if } \frac{h_0}{\text{mm}} = 100$$

$$\parallel 1$$

$$\text{also if } 100 < \frac{h_0}{\text{mm}} < 200$$

$$\parallel \frac{\left(200 - \frac{h_0}{\text{mm}}\right) \cdot (1 - 0.85)}{100} + 0.85$$

$$\text{also if } \frac{h_0}{\text{mm}} = 200$$

$$\parallel 0.85$$

$$\text{also if } 200 < \frac{h_0}{\text{mm}} < 300$$

$$\parallel \frac{\left(300 - \frac{h_0}{\text{mm}}\right) \cdot (0.85 - 0.75)}{100} + 0.75$$

$$\text{also if } \frac{h_0}{\text{mm}} = 300$$

$$\parallel 0.75$$

$$\text{also if } 300 < \frac{h_0}{\text{mm}} < 500$$

$$\parallel \frac{\left(500 - \frac{h_0}{\text{mm}}\right) \cdot (0.75 - 0.7)}{200} + 0.7$$

$$\text{also if } \frac{h_0}{\text{mm}} \geq 500$$

$$\parallel 0.7$$

$$k_h = 0.7$$

$$t_s := t_0 = 4$$

$$t_\infty = 20805$$

$$\beta_{ds,t.ts} := \frac{(t_\infty - t_s)}{(t_\infty - t_s) + 0.04 \cdot \sqrt{\left(\frac{h_0}{\text{mm}}\right)^3}} = 0.979$$

$$f_{cm} = 38 \text{ MPa}$$

$$f_{cm0} := 10 \text{ MPa}$$

$$RH = 90$$

$$RH_0 := 100$$

$$\text{sementti\_tyyppi} = \text{"R"}$$

$$\alpha_{ds1} := \begin{cases} \text{if } \text{sementti\_tyyppi} = \text{"S"} \\ \parallel 3 \\ \text{also if } \text{sementti\_tyyppi} = \text{"N"} \\ \parallel 4 \\ \text{also if } \text{sementti\_tyyppi} = \text{"R"} \\ \parallel 6 \end{cases}$$

$$\alpha_{ds1} = 6$$

$$\alpha_{ds2} := \begin{cases} \text{if } \text{sementti\_tyyppi} = \text{"S"} \\ \parallel 0.13 \\ \text{also if } \text{sementti\_tyyppi} = \text{"N"} \\ \parallel 0.12 \\ \text{also if } \text{sementti\_tyyppi} = \text{"R"} \\ \parallel 0.11 \end{cases}$$

$$\alpha_{ds2} = 0.11$$

$$\beta_{RH} := 1.55 \cdot \left( 1 - \left( \frac{RH}{RH_0} \right)^3 \right) = 0.42005$$

$$\varepsilon_{cd,0} := 0.85 \cdot \left( (220 + 110 \cdot \alpha_{ds1}) \cdot e^{\left( -\alpha_{ds2} \cdot \frac{f_{cm}}{f_{cm0}} \right)} \right) \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{RH} = 0.0002069$$

kuivumiskutistuma

$$\varepsilon_{cd,t\alpha} := (\beta_{ds,t,ts} \cdot k_h \cdot \varepsilon_{cd,0}) \cdot (-1) = -0.0001417$$

kokonaiskutistuma lopussa

$$\varepsilon_{cs\alpha} := \varepsilon_{ca,t\alpha} + \varepsilon_{cd,t\alpha} = -0.00019172$$

jännityshäviö betonin kutistuman  
johtosta lopussa (aika-askel  $t\alpha$ )

$$\Delta\sigma_{p,cs\alpha} := \varepsilon_{cs\alpha} \cdot E_p = -39.303 \text{ MPa}$$

jännevoiman häviö kutistumasta  
johtuen lopussa (aika-askel  $t\alpha$ )

$$\Delta P_{p,cs\alpha} := \Delta\sigma_{p,cs\alpha} \cdot A_p = -126.399 \text{ kN}$$

**Virumaluku EC2 mukaan**

SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC s.197

Tarkastelu ajankohdat: (määritetty aiemmin)

kuormituksen alkaminen	$t_1 = 4$	vrk
------------------------	-----------	-----

lopussa (ääretön):

aika vuosina	$t_a = 57$	a (vuosina)
--------------	------------	-------------

aika vuorokausina	$t_{\alpha} = 20805$	vrk
-------------------	----------------------	-----

aika tunteina	$t_{h,\alpha} = 499320$	h
---------------	-------------------------	---

ympäristön suhteellinen kosteus (%)	$RH = 90$	%
-------------------------------------	-----------	---

Poikkileikkausarvot, viruma:

poikkileikkauksen ala	$A_c = 1.872 \text{ m}^2$
-----------------------	---------------------------

kuivuva piiri	$u_c = 7.44 \text{ m}$
---------------	------------------------

muunnettu paksuus	$h_0 = 0.503 \text{ m}$
-------------------	-------------------------

puristuslujuuden keskiarvo	$f_{cm} = 38 \text{ MPa}$
----------------------------	---------------------------

$\alpha$ - kertoimet ottavat huomioon betonin lujuuden vaikutukset	$\alpha_1 := \left( \frac{35 \text{ MPa}}{f_{cm}} \right)^{0.7} = 0.944$
---	--

$$\alpha_2 := \left( \frac{35 \text{ MPa}}{f_{cm}} \right)^{0.2} = 0.984$$

$$\alpha_3 := \left( \frac{35 \text{ MPa}}{f_{cm}} \right)^{0.5} = 0.96$$

$$\beta_H := \text{if } f_{cm} \leq 35 \text{ MPa}$$

$$\left\| 1.5 \cdot \left( 1 + (0.012 \cdot RH)^{18} \right) \cdot \frac{h_0}{\text{mm}} + 250 \right.$$

$$\text{also if } 1.5 \cdot \left( 1 + (0.012 \cdot RH)^{18} \right) \cdot \frac{h_0}{\text{mm}} + 250 \geq 1500$$

$$\left\| 1500 \right.$$

$$\text{also if } f_{cm} \geq 35 \text{ MPa}$$

$$\left\| 1.5 \cdot \left( 1 + (0.012 \cdot RH)^{18} \right) \cdot \frac{h_0}{\text{mm}} + 250 \cdot \alpha_3 \right.$$

$$\text{also if } 1.5 \cdot \left( 1 + (0.012 \cdot RH)^{18} \right) \cdot \frac{h_0}{\text{mm}} + 250 \cdot \alpha_3 \geq 1500 \cdot \alpha_3$$

$$\left\| 1500 \cdot \alpha_3 \right.$$

$$\beta_H = 1439.5723$$

$$\text{sementti\_tyyppi} = \text{"R"}$$

$$\alpha_v := \text{if } \text{sementti\_tyyppi} = \text{"S"}$$

$$\left\| -1 \right.$$

$$\text{also if } \text{sementti\_tyyppi} = \text{"N"}$$

$$\left\| 0 \right.$$

$$\text{also if } \text{sementti\_tyyppi} = \text{"R"}$$

$$\left\| 1 \right.$$

$$\alpha_v = 1$$

Betonin ikää ei ole manipuloitu lämmittämällä:

sementin ja lämpötilan  
huomioiva kerroin

$$t_1 := t_1 \cdot \left( \frac{9}{2 + t_1^{1.2}} + 1 \right)^{\alpha_v} = 8.946$$

$$t_1 \geq 0.5 = 1$$

$$\beta_{c,t,t0} := \left( \frac{(t_\infty - t_1)}{\beta_H + t_\infty - t_1} \right)^{0.3} = 0.98$$

$$\beta_{t1} := \frac{1}{(0.1 + t_1^{0.2})} = 0.606$$

$$\beta_{f_{cm}} := \frac{16.8}{\sqrt{\frac{f_{cm}}{\text{MPa}}}} = 2.725$$

$$\varphi_{RH} := \begin{cases} \text{if } f_{cm} \leq 35 \text{ MPa} \\ \left| 1 + \frac{1 - \frac{RH}{100}}{0.1 \cdot \sqrt[3]{\frac{h_0}{\text{mm}}}} \right| \\ \text{also if } f_{cm} > 35 \text{ MPa} \\ \left| \left( 1 + \frac{1 - \frac{RH}{100}}{0.1 \cdot \sqrt[3]{\frac{h_0}{\text{mm}}}} \right) \cdot \alpha_1 \right| \cdot \alpha_2 \end{cases}$$

$$\varphi_{RH} = 1.1$$

$$\varphi_0 := \varphi_{RH} \cdot \beta_{f_{cm}} \cdot \beta_{t1} = 1.818$$

virumaluku

$$\varphi_{t,t0} := \varphi_0 \cdot \beta_{c,t,t0} = 1.781$$

Lasketaan epälineaarinen virumaluku:

aika-askel

$$t_0 = 4$$

aikariippuvainen  
puristuslujuuden keskiarvo

$$f_{c,m}(t_0) = 27.342 \text{ MPa}$$

betonin puristuslujuus (28 vrk)

$$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$$

betonin ajasta riippuva  
puristuslujuus

$$f_{ck,t0} = 19.342 \text{ MPa}$$

jännityksen ja lujuuden välinen  
suhde

$$k_\sigma := \frac{|\Delta \sigma_{c,p,m0}|}{f_{ck,t0}} = 0.04$$

epälineaarinen virumaluku

$$\varphi_{nl,\sigma,t0} := \varphi_{t,t0} \cdot e^{(1.5 \cdot (k_\sigma - 0.45))} = 0.963$$



Tarkistetaan onko viruma lineaarista. Mikäli viruma ei ole lineaarista, korvataan viruma luku epälineaarisella virumaluvulla:

$$|\Delta\sigma_{c,p,m0}| \leq 0.45 \cdot f_{ck,t0} = 1$$

```
onko_viruma_lineaarista := if  $|\Delta\sigma_{c,p,m0}| \leq 0.45 \cdot f_{ck,t0}$ 
    || "on, OK!"
    also if  $|\Delta\sigma_{c,p,m0}| > 0.45 \cdot f_{ck,t0}$ 
    || "EI, käytä epälin. virumalukua!"
```

*onko\_viruma\_lineaarista* = "on, OK!"

```
 $\varphi_{t,t0} :=$  if  $|\Delta\sigma_{c,p,m0}| \leq 0.45 \cdot f_{ck,t0}$ 
    ||  $\varphi_{t,t0}$ 
    also if  $|\Delta\sigma_{c,p,m0}| > 0.45 \cdot f_{ck,t0}$ 
    ||  $\varphi_{nl,\alpha,t0}$ 
```

```
virumaluku := if  $|\Delta\sigma_{c,p,m0}| \leq 0.45 \cdot f_{ck,t0}$ 
    || "lineaarinen"
    also if  $|\Delta\sigma_{c,p,m0}| > 0.45 \cdot f_{ck,t0}$ 
    || "epälineaarinen"
```

laskennassa käytettävä virumaluku

$$\varphi_{t,t0} = 1.781$$

*virumaluku* = "lineaarinen"

**Jännevoiman ajasta riippuvat häviöt**

SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC s. 43 ja 79

Ennen relaksaation laskentaa, on laskettava pitkäaikaisyhdistelmän aiheuttama momentti.

$$M_{Ed, pitka.aik} = 543.846 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

**Relaksaatio**

SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC s.43

Yhtälöt relaksaatiohäviön määrittämiseksi:

$$\frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} = 5,39\rho_{1000}e^{6,7\mu}\left(\frac{t}{1000}\right)^{0,75(1-\mu)} 10^{-5}, \text{ luokassa 1,} \quad (63)$$

$$\frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} = 0,66\rho_{1000}e^{9,1\mu}\left(\frac{t}{1000}\right)^{0,75(1-\mu)} 10^{-5}, \text{ luokassa 2} \quad (64)$$

$$\frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} = 1,98\rho_{1000}e^{8\mu}\left(\frac{t}{1000}\right)^{0,75(1-\mu)} 10^{-5}, \text{ luokassa 3,} \quad (65)$$

Kaavoista voidaan päätellä, että jännityshäviö teräksen relaksaatiosta voidaan teoreettisesti arvioida tunnin tarkkuudella missä tahansa kohtaa käyttöiän aikana. Näin ollen syöttämällä kaavaan  $t=1000$ , pitäisi vastauksena saada hyvin lähelle tuhannen tunnin relaksaatiokokeen arvoa  $\rho_{1000}$ . Näin ei kuitenkaan juuri koskaan ole, koska kaavassa on toinenkin muuttuja  $\mu$ , joka kuvaa jännittämishetkellä vallitsevan jännityksen ja jänneteräksen vetolujuuden ominaisarvon suhdetta. Eli kaavojen mukaan tuhannen tunnin relaksaatiota vastaavat arvot toteutuvat vain yhdellä  $\mu$ :n arvolla. Tämä arvo voidaan ratkaista yksinkertaisesti merkitsemällä  $\Delta\sigma_{pr}/\sigma_{pi}=\rho_{1000}$ ,  $t$ :n ollessa 1000 ja ratkaisemalla tuntematon  $\mu$ .  $\mu$ :n arvot 1000 tunnille on esitetty taulukossa 12.

Taulukko 12.  $\mu$  - arvot 1000 tunnin relaksaatiolle.

relaksaatioluokka	$\mu = \sigma_{pi}/f_{pk}$
Luokka 1	
$\frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} = 5,39 \cdot 8e^{6,7\mu}\left(\frac{1000}{1000}\right)^{0,75(1-\mu)} 10^{-5} = 8 \% = \rho_{1000}$	0,779584
Luokka 2	
$\frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} = 0,66 \cdot 2,5e^{9,1\mu}\left(\frac{1000}{1000}\right)^{0,75(1-\mu)} 10^{-5} = 2,5 \% = \rho_{1000}$	0,804755
Luokka 3	
$\frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} = 1,98 \cdot 4e^{8\mu}\left(\frac{1000}{1000}\right)^{0,75(1-\mu)} 10^{-5} = 4 \% = \rho_{1000}$	0,778082

$\mu$  luokassa 1

$$\mu_1 := 0.779584$$

relaksaatio 1000 tuntia  
kaavan mukaan luokassa 1

$$luokka1 := 5.39 \cdot 8 \cdot e^{6.7 \cdot \mu_1} \cdot \left( \frac{1000}{1000} \right)^{0.75 \cdot (1 - \mu_1)} \cdot 10^{-5} = 8\%$$

 $\mu$  luokassa 2

$$\mu_2 := 0.804755$$

relaksaatio 1000 tuntia  
kaavan mukaan luokassa 2

$$luokka2 := 0.66 \cdot 2.5 \cdot e^{9.1 \cdot \mu_2} \cdot \left( \frac{1000}{1000} \right)^{0.75 \cdot (1 - \mu_2)} \cdot 10^{-5} = 2.5\%$$

 $\mu$  luokassa 3

$$\mu_3 := 0.778082$$

relaksaatio 1000 tuntia  
kaavan mukaan luokassa 3

$$luokka3 := 1.98 \cdot 4 \cdot e^{8 \cdot \mu_3} \cdot \left( \frac{1000}{1000} \right)^{0.75 \cdot (1 - \mu_3)} \cdot 10^{-5} = 4\%$$

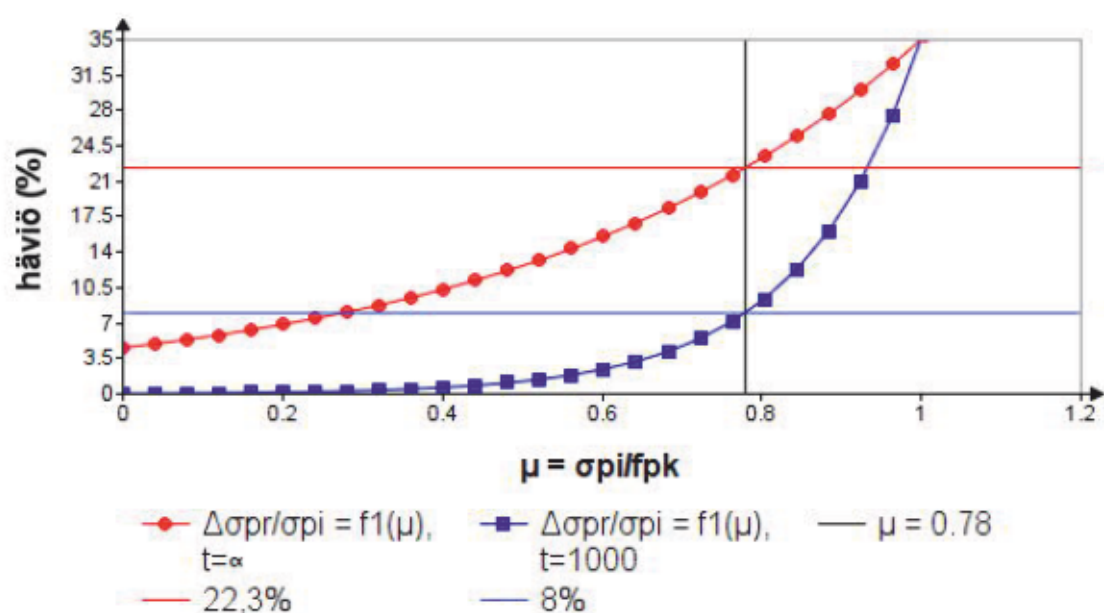
Piirretään relaksaatiokäyrät funktiona kaikissa luokissa:

$$f_{1,tK}(\mu_i) := \left( 5.39 \cdot 8 \cdot e^{6.7 \cdot \mu_i} \cdot \left( \frac{1000}{1000} \right)^{0.75 \cdot (1 - \mu_i)} \cdot 10^{-5} \right) \cdot 100$$

$$f_{1,t500K}(\mu_i) := \left( 5.39 \cdot 8 \cdot e^{6.7 \cdot \mu_i} \cdot \left( \frac{500 \cdot 10^3}{1000} \right)^{0.75 \cdot (1 - \mu_i)} \cdot 10^{-5} \right) \cdot 100$$

$$luokka1.t\alpha := 5.39 \cdot 8 \cdot e^{6.7 \cdot \mu_1} \cdot \left( \frac{500 \cdot 10^3}{1000} \right)^{0.75 \cdot (1 - \mu_1)} \cdot 10^{-5} = 22.349\%$$

luokka 1

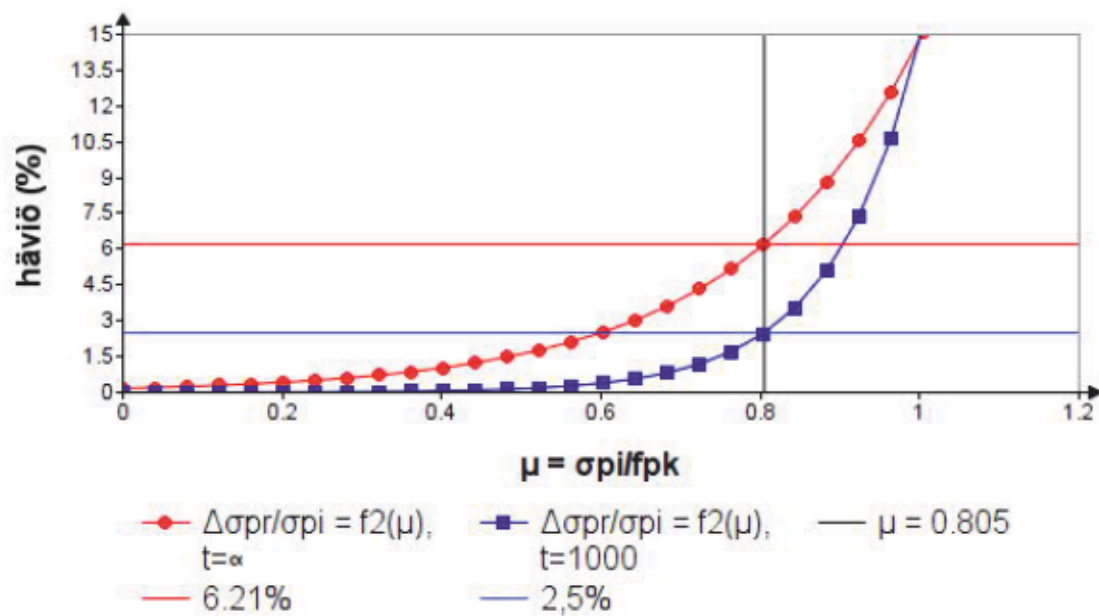


$$f_{2,tK}(\mu_i) := \left( 0.66 \cdot 2.5 \cdot e^{9.1 \cdot \mu_i} \cdot \left( \frac{1000}{1000} \right)^{0.75 \cdot (1 - \mu_i)} \cdot 10^{-5} \right) \cdot 100$$

$$f_{2,t500K}(\mu_i) := \left( 0.66 \cdot 2.5 \cdot e^{9.1 \cdot \mu_i} \cdot \left( \frac{500 \cdot 10^3}{1000} \right)^{0.75 \cdot (1 - \mu_i)} \cdot 10^{-5} \right) \cdot 100$$

$$luokka2.t\alpha := 0.66 \cdot 2.5 \cdot e^{9.1 \cdot \mu_2} \cdot \left( \frac{500 \cdot 10^3}{1000} \right)^{0.75 \cdot (1 - \mu_2)} \cdot 10^{-5} = 6.211\%$$

luokka 2

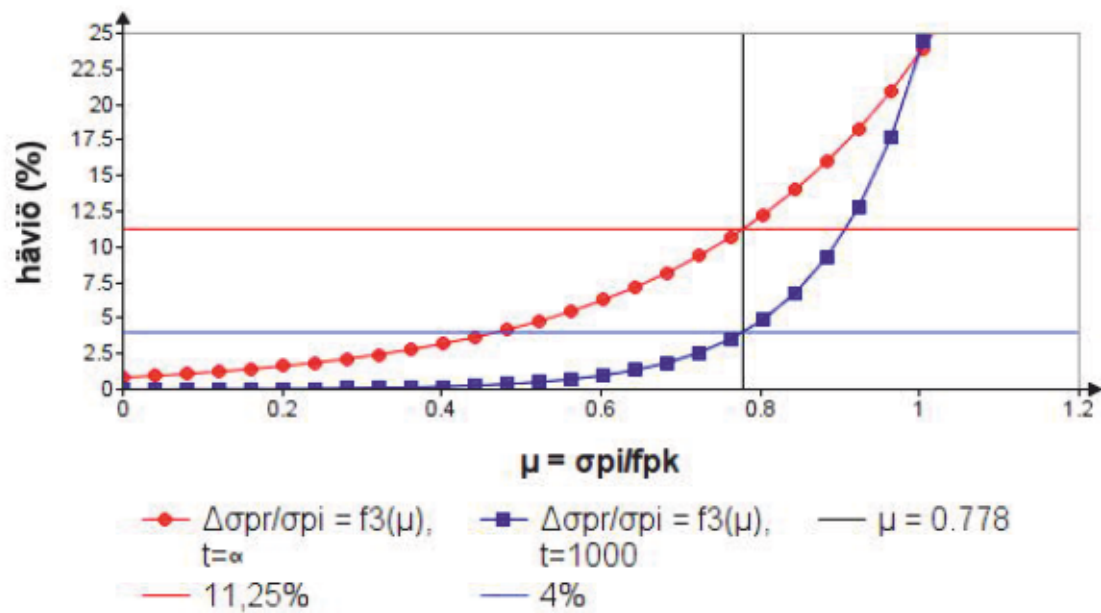


$$f_{3,tK}(\mu_i) := \left( 1.98 \cdot 4 \cdot e^{8 \cdot \mu_i} \cdot \left( \frac{1000}{1000} \right)^{0.75 \cdot (1 - \mu_i)} \cdot 10^{-5} \right) \cdot 100$$

$$f_{3,t500K}(\mu_i) := \left( 1.98 \cdot 4 \cdot e^{8 \cdot \mu_i} \cdot \left( \frac{500 \cdot 10^3}{1000} \right)^{0.75 \cdot (1 - \mu_i)} \cdot 10^{-5} \right) \cdot 100$$

$$luokka3.t\alpha := 1.98 \cdot 4 \cdot e^{8 \cdot \mu_3} \cdot \left( \frac{500 \cdot 10^3}{1000} \right)^{0.75 \cdot (1 - \mu_3)} \cdot 10^{-5} = 11.253\%$$

luokka 3



Ratkaistaan relaksaatiohäviö esimerkin mukaisilla kuormilla ja  $\mu$ -arvolla:

jännevoima alussa ilman häviöitä  $P_{max} = 2532.6 \text{ kN}$

jännevoima alussa, kun välittömät häviöt ovat tapahtuneet (kimmoisen kokoonpuristuma, kitkahäviö, liukuminen)  $P_{m0} = 2431.35 \text{ kN}$

jännitys jänteissä, kun välittömät häviöt on huomioitu  $\sigma_{pm0.vh} := \frac{P_{m0}}{A_p} = 756.017 \text{ MPa}$

pitkäaikaisten kuormien aiheuttama jännitys betonissa jänteen pintakeskiössä  $\sigma_{c.pitka.aik} := \frac{M_{Ed.pitka.aik} \cdot e_p}{I} = 0.872 \text{ MPa}$

jännityksen muutos pitkäaikaisten kuormien vaikutuksesta jänteessä  $\Delta\sigma_{p.pitka.aik} := \frac{E_p}{E_{cm}} \cdot \sigma_{c.pitka.aik} = 5.441 \text{ MPa}$

relaksaation laskennassa käytettävä jännitys jänteessä  $\sigma_{pi.pitka.aik} := \sigma_{pm0.vh} + \Delta\sigma_{p.pitka.aik} = 761.458 \text{ MPa}$

luokka 3: relaksaatiohäviön oletus 4 % (1000 tuntia)  $\rho_{1000} := 4 \%$

EC2 mukaan  $f_{pk} = 1050 \text{ MPa}$

$$\mu := \frac{\sigma_{pi.pitka.aik}}{f_{pk}} = 0.725$$

aika-askel  $t_{h,1000} := 1000$

aika-askel  $t_{h,\infty} := 500000$

$$\Delta\sigma_{pr.pitka.aik.EC.inf.pros} := \left( 1.98 \cdot \rho_{1000} \cdot e^{8 \cdot \mu} \cdot \left( \frac{t_{h,\infty}}{1000} \right)^{0.75 \cdot (1-\mu)} \cdot 10^{-5} \right) = 9.432\%$$

$$\Delta\sigma_{pr.pitka.aik.EC.1000.pros} := \left( 1.98 \cdot \rho_{1000} \cdot e^{8 \cdot \mu} \cdot \left( \frac{t_{h,1000}}{1000} \right)^{0.75 \cdot (1-\mu)} \cdot 10^{-5} \right) = 2.62\%$$

relaksaation aiheuttama jännityshäviö lopussa ( $t_{h,\infty}$ ):

$$\Delta\sigma_{pr.pitka.aik.EC} := \left( \sigma_{pi.pitka.aik} \cdot 1.98 \cdot \rho_{1000} \cdot e^{8 \cdot \mu} \cdot \left( \frac{t_{h,\infty}}{1000} \right)^{0.75 \cdot (1-\mu)} \cdot 10^{-5} \right) \cdot (-1) = -71.817 \text{ MPa}$$

Relaksaatio betoninormin mukaan

relaksaatio lopussa saadaan  
B-normin mukaan  $3 \cdot \rho_{1000}$

$$3 \cdot \frac{\rho_{1000}}{100} = 0.12$$

relaksaation aiheuttama jännityshäviö lopussa ( $t_{h,\infty}$ ) betoninormin mukaan:

$$\Delta\sigma_{pr.pitka.aik.BN} := \left( 3 \cdot \frac{\rho_{1000}}{100} \cdot \sigma_{pi.pitka.aik} \right) \cdot (-1) = -91.375 \text{ MPa}$$

Huomataan, että betoninormin mukainen relaksaatiohäviö on

$$|\Delta\sigma_{pr.pitka.aik.BN}| - |\Delta\sigma_{pr.pitka.aik.EC}| = 19.558 \text{ MPa}$$

suurempi, kuin relaksaatiohäviöä EC2 mukaan.

**Kokonaisjännityshäviö**

SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC s.79

$$\begin{aligned}\varepsilon_{cs\alpha} &= -0.00019172 & \sigma_{c,QP} &:= \frac{-P_{m0}}{A_c} + \frac{-P_{m0} \cdot e_p}{I} \cdot e_p + \frac{M_{Ed, pitka.aik}}{I} \cdot e_p = -0.778 \text{ MPa} \\ E_p &= 205000 \text{ MPa} & A_p &= 3216 \text{ mm}^2 \\ E_{cm} &= 32836.568 \text{ MPa} & A_c &= 1872000 \text{ mm}^2 \\ \Delta\sigma_{pr.pitka.aik.BN} &= -91.375 \text{ MPa} & I &= 56160000000 \text{ mm}^4 \\ \varphi_{t,t0} &= 1.781 & z_{cp} &:= e_p = 90 \text{ mm}\end{aligned}$$

**Kokonaishäviöt:**

jännityshäviö  
(relaksaatio Eurokoodin  
mukaan):

$$\Delta\sigma_{p,c,s,r} := \frac{|\varepsilon_{cs\alpha}| \cdot E_p + 0.8 \cdot |\Delta\sigma_{pr.pitka.aik.EC}| + \frac{E_p}{E_{cm}} \cdot \varphi_{t,t0} \cdot |\sigma_{c,QP}|}{1 + \frac{E_p \cdot A_p}{E_{cm} \cdot A_c} \cdot \left(1 + \frac{A_c}{I} \cdot (z_{cp})^2\right) \cdot (1 + 0.8 \cdot \varphi_{t,t0})}$$

$$\Delta\sigma_{p,c,s,r} = 102.038 \text{ MPa}$$

voiman häviö:

$$\Delta P_{c,s,r} := A_p \cdot \Delta\sigma_{p,c,s,r} = 328.155 \text{ kN}$$

häviö prosentteina:

$$häviö_{voimista} := \frac{\Delta P_{c,s,r}}{P_{max}} = 12.957\%$$

$$häviö_{jännityksistä} := \frac{\Delta\sigma_{p,c,s,r}}{\sigma_{pm0}} = 12.957\%$$



jännityshäviö  
(relaksaatio  
Betoinormin mukaan):

$$\Delta\sigma_{p.c.s.r} := \frac{|\varepsilon_{cs\alpha}| \cdot E_p + 0.8 \cdot |\Delta\sigma_{pr.pitka.aik.BN}| + \frac{E_p}{E_{cm}} \cdot \varphi_{t.t0} \cdot |\sigma_{c.QP}|}{1 + \frac{E_p \cdot A_p}{E_{cm} \cdot A_c} \cdot \left(1 + \frac{A_c}{I} \cdot (z_{cp})^2\right) \cdot (1 + 0.8 \cdot \varphi_{t.t0})}$$

$$\Delta\sigma_{p.c.s.r} = 117.184 \text{ MPa}$$

voiman häviö:

$$\Delta P_{c.s.r} := A_p \cdot \Delta\sigma_{p.c.s.r} = 376.864 \text{ kN}$$

häviö prosentteina:

$$häviö_{voimista} := \frac{\Delta P_{c.s.r}}{P_{max}} = 14.881\%$$

$$häviö_{jännityksissä} := \frac{\Delta\sigma_{p.c.s.r}}{\sigma_{pm0}} = 14.881\%$$

**Voimat ja jännitykset jänteissä:**jännevoima alussa ( $t_0$ )

$$P_{max} = 2532.6 \text{ kN}$$

jännevoima välittömien  
jännehäviöiden jälkeen (kimmoinen  
koonpuristuma, kitkahäviö,  
liukuma)

$$P_{m0} = 2431.35 \text{ kN}$$

jännevoima lopussa ( $t_\infty$ )

$$P_{m\infty} := P_{m0} - \Delta P_{c.s.r} = 2054.486 \text{ kN}$$

jännevoima lopussa ( $t_\infty$ )  
yhdessä tangossa

$$P_{m\infty.kpl} := \frac{P_{m\infty}}{n} = 513.622 \text{ kN}$$

jännitys jänteessä alussa ( $t_0$ )

$$\sigma_{pm0} = 787.5 \text{ MPa}$$

jännitys jänteessä lopussa ( $t_\infty$ )

$$\sigma_{pm\infty} := (\sigma_{pm0} - \Delta \sigma_{p.c.s.r}) = 670.316 \text{ MPa}$$

**Momentit:**

Alkutilanteen (kun lisäkuorma ei  
vielä vaikuta, mutta jänne voima  
luodaan rakenteeseen)  
ominaiskuormien aiheuttama  
max. momentti

$$M_{Ed.alkt.omin} = 427.608 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

**Murtorajatila:**Lopputilanteen murtorajatilan max.  
momentti

$$M_{Ed.MRT} = 903.221 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

**Käyttörajatila:**Lopputilanteen käyttörajatilan max.  
momentti ominaisyhdistelmällä

$$M_{Ed.omin} = 652.361 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Lopputilanteen käyttörajatilan max.  
momentti tavallisella yhdistelmällä

$$M_{Ed.tavall} = 555.081 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Lopputilanteen käyttörajatilan max.  
momentti pitkäaikaisella  
yhdistelmällä

$$M_{Ed.pitka.aik} = 543.846 \text{ kN} \cdot \text{m}$$



jännevoiman suunnitteluarvo  
murtorajatilassa

$$P_{\max MRT} := \frac{P_{\max}}{\gamma_{P, fav}} = 2054.486 \text{ kN}$$

tehollisen lujuuden määrittävä  
kerroin, kun  $f_{ck} < 50 \text{ MPa}$

$$\eta_{taiiv} := 1$$

jännitys blockin määrittävä kerroin,  
kun  $f_{ck} < 50 \text{ MPa}$

$$\lambda := 0.8$$

tehollinen jännitys  
jänneteräksissä MRT

$$\sigma_{pd} := \min \left( \frac{P_{\max MRT}}{A_p} + \Delta \sigma_{p, ULS}, f_{pd} \right) = 688.833 \text{ MPa}$$

poikkileikkauksen normaalivoimien  
tasapainoehto

$$A_{s, x, tot} \cdot f_{yd} + A_p \cdot \sigma_{pd} - \lambda \cdot X_{pur} \cdot L \cdot \eta_{taiiv} \cdot f_{cd} = 0$$

$$X_{pur} := \frac{A_{s, x, tot} \cdot f_{yd} + A_p \cdot \sigma_{pd}}{\lambda \cdot L \cdot \eta_{taiiv} \cdot f_{cd}} = 90.837 \text{ mm}$$

puristuspinnan korkeus

$$\lambda \cdot X_{pur} = 72.669 \text{ mm}$$

otaksuttu betonin puristumurtuma  
murtorajatilassa (EC2)

$$\varepsilon_{cu3} := \frac{3.5}{1000} = 0.35\%$$

Tarkistetaan, myötääkö vetoteräs

betoniteräksen venymä, kun betoni  
saavuttaa puristumurron

$$\varepsilon_s := \frac{\varepsilon_{cu3} \cdot (d_s - X_{pur})}{X_{pur}} = 1.727\%$$

betoniteräksen myötöraja

$$f_{yd} = 434.783 \text{ MPa} \quad \frac{f_{yd}}{E_s} = 0.217\%$$

$$\varepsilon_s > \frac{f_{yd}}{E_s} = 1$$

myötääkö\_vetoteräs = "KYLLÄ, OK"

betoniteräksen murtovenymä

$$\varepsilon_{uk.s} := \frac{5}{100} = 5\%$$

$$\varepsilon_s \geq \varepsilon_{uk.s} = 0$$

katkeaako\_betoniteräs\_ennen\_betonin\_murtumista = "EI"

jänneteräksen myötöraja

$$f_{pd} = 821.977 \text{ MPa}$$

$$\frac{f_{pd}}{E_p} = 0.401\%$$

jänneteräksen venymä  
jännevoimasta

$$\varepsilon_{pe} := \frac{P_{m \times MRT}}{A_p \cdot E_p} = 0.312\%$$

jänneteräksen venymä betonin  
kimmoisasta kokoonpuristumasta

$$\varepsilon_{ce} := \frac{P_{m \times MRT}}{E_{cm}} \cdot \left( \left( \frac{1}{A_c} \right) + \left( \frac{e_p^2}{I} \right) \right) = 0.004\%$$

jänneteräksen venymä, kun betoni  
saavuttaa puristusmurron

$$\varepsilon_p := \frac{\varepsilon_s \cdot ((d_s - X_{pur}) - (d_s - d_p))}{(d_s - X_{pur})} + \varepsilon_{pe} + \varepsilon_{ce} = 1.469\%$$

$$\varepsilon_p > \frac{f_{pd}}{E_p} = 1$$

myötääkö\_jänneteräs = "KYLLÄ, OK"

jänneteräksen murtovenymä

$$\varepsilon_{uk.p} := \frac{5}{100} = 5\%$$

$$\varepsilon_p \geq \varepsilon_{uk.p} = 0$$

katkeaako\_jänneteräs\_ennen\_betonin\_murtumista = "EI"

Taivutuskestävyys MRT:

$$M_{Rd.MRT} := \left( d_p - \frac{\lambda \cdot X_{pur}}{2} \right) \cdot A_p \cdot \sigma_{pd} + \left( d_s - \frac{\lambda \cdot X_{pur}}{2} \right) \cdot A_{s.x.tot} \cdot f_{yd} = 1607.385 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Rasitus MRT:

$$M_{EdMRT} = 903.221 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{RdMRT} \geq M_{EdMRT} = 1$$

$$k\alpha := \frac{M_{EdMRT}}{M_{RdMRT}} = 56.192\%$$

taivustus\_kestävyys = "OK"

Tarkastetaan minimiteräsmäärä

$$A_{s,min} := \max \left( 0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot d_s \cdot L, 0.0013 \cdot d_s \cdot L \right) = 25.329 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,x,tot} \geq A_{s,min} = 1$$

minimi\_teräsmäärä = "täyttyy olevalla raudoituksella, OK"

Tarkistetaan, että palkin taivutuskestävyys on vähintään 1.15 \* kriittinen halkeilumomentti:

$$W_{bot} := \frac{I}{y_{bot}} = 0.187 \text{ m}^3$$

$$M_{cr} := W_{bot} \cdot \left( f_{ctm} + \frac{P_{m\alpha MRT}}{A_c} \right) = 747.667 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{RdMRT} \geq 1.15 \cdot M_{cr} = 1$$

taivutuskestävyyden\_suhde\_halkailumomenttiin = "OK"

Yhteenveto murtorajatilasta:

$myötääkö\_vetoteräs = \text{"KYLLÄ, OK"}$

$katkeaako\_betoniteräs\_ennen\_betonin\_murtumista = \text{"EI"}$

$myötääkö\_jänneteräs = \text{"KYLLÄ, OK"}$

$katkeaako\_jänneteräs\_ennen\_betonin\_murtumista = \text{"EI"}$

$minimi\_teräsmäärä = \text{"täyttyy olevalla raudoituksella, OK"}$

$taivutuskestävyyden\_suhde\_halkailumomenttiin = \text{"OK"}$

$$k_a := \frac{M_{EdMRT}}{M_{RdMRT}} = 56.192\%$$

$taivustus\_kestävyys = \text{"OK"}$

**Lasketaan murtorajatilan taivutuskapasiteetti vielä huomioiden vain nykyiset betoniteräket ilman jännevoiman vaikutusta.**

valitun raudoituksen kapasiteetti:

$$\omega_{tot} := \frac{A_{s,x,tot}}{L \cdot d_s} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} = 0.057$$

myötöraja

$$\beta_{bd} := 0.493$$

$$\beta := \omega_{tot} = 0.057$$

$$\beta < \beta_{bd} = 1$$

$myötoehto = \text{"teräs myötää, ennen puristumurtoa OK"}$

$$\mu_{tot} := \beta \cdot \left(1 - \frac{\beta}{2}\right) = 0.056$$

momenttikestävyys

$$M_{Rd,bet,teras} := \mu_{tot} \cdot d_s^2 \cdot L \cdot f_{cd} = 858.144 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Valittu rauditus:

$$\Phi_{s,x} = 20 \text{ mm} \quad k_{jako,x} = 200 \text{ mm}$$

$$A_{s,x,tot} = 3769.911 \text{ mm}^2$$

käyttöaste

$$k_a := \frac{M_{EdMRT}}{M_{Rd,bet,teras}} = 105.3\%$$

**Betonin sallitut jännitykset:**

by 69 2017 s.66-67

f<sub>ck,i</sub> = f<sub>cm,t0</sub> = betonin lieriölujuus jännittämishetkellä**Betonin sallitut vetolujuudet:**

betonin vetolujuus

$$f_{ctm} = 2.896 \text{ MPa}$$

käytettävä vetolujuus täysin  
kovettuneelle betonille:

$$f_{ctm,fl} := \max \left( \left( 1.6 - \frac{\frac{h}{mm}}{1000} \right) \cdot f_{ctm}, f_{ctm} \right) = 2.896 \text{ MPa}$$

Lasketaan vetolujuus heti jännittämisen hetkelle kovettumisaika huomioiden:

betonin ikä jännittämishetkellä

$$t_0 = 4$$

betonin iästä riippuva kerroin  
t = aika vuorokausina

$$\beta_{c,c}(t_0) = 0.72$$

betonin iästä riippuva kerroin

$$\alpha_{veto} := \begin{cases} 1 & \text{if } t_0 \leq 28 \\ \frac{2}{3} & \text{also if } t_0 > 28 \end{cases}$$

$$\alpha_{veto} = 1$$

$$f_{c,t,m}(t_0) := \beta_{c,c}(t_0)^{\alpha_{veto}} \cdot f_{ctm}$$

betonin aikariippuvainen  
vetolujuus (t<sub>0</sub>)

$$f_{c,t,m}(t_0) = 2.084 \text{ MPa}$$

**Betonin sallitut puristuslujuudet:**

betonin lieriölujuuden ominaisarvo

$$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$$

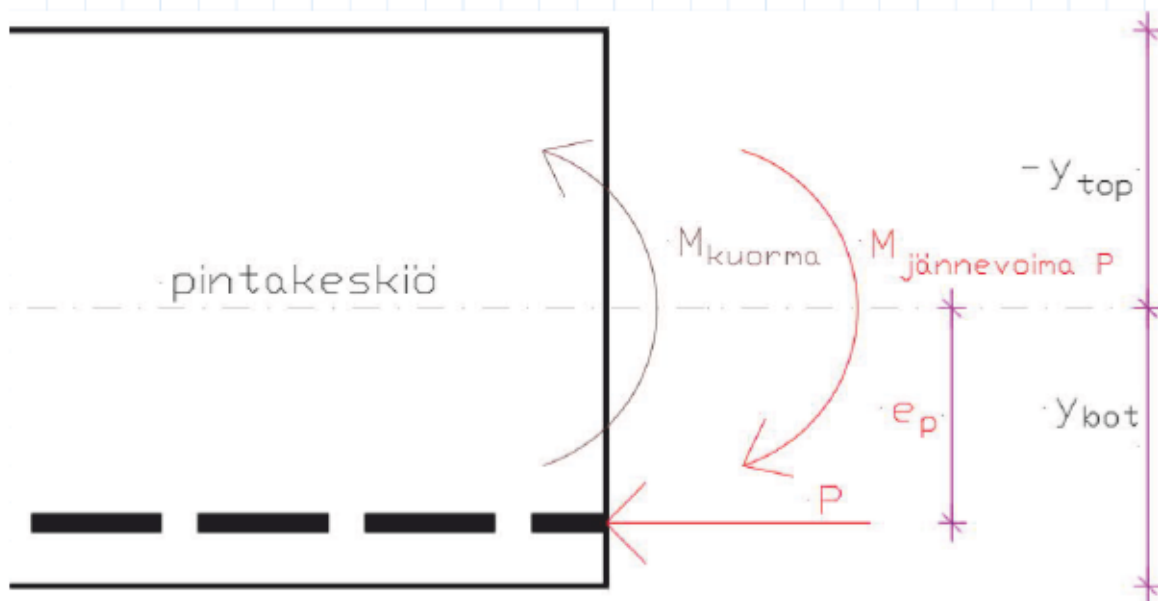
betonin lieriölujuuden ominaisarvo  
jännittämishetkellä (t<sub>0</sub>)

$$f_{ck,t0} = 19.342 \text{ MPa}$$

$$t_0 = 4 \quad \text{vrk}$$



### Jännitykset betonissa:



$$t_0 = 4$$

Jännitys betonissa alareunassa heti jännittämisen alussa välittömien jännityshäviöiden jälkeen. Kuormat *ominaisyhdistelmällä*:

$$\sigma_{c.bot.t0.omin} := \frac{-P_{m0}}{A_c} + \frac{-P_{m0} \cdot e_p}{I} \cdot y_{bot} + \frac{M_{Ed.alkt.omin}}{I} \cdot y_{bot} = -0.183 \text{ MPa}$$

alareuna\_omin\_t0 = "PURISTETTU"

alareunan\_jännitys\_omin\_t0 = "OK, alle 0.6\*f<sub>ck</sub>"

Jännitys betonissa yläreunassa heti jännittämisen alussa välittömien jännityshäviöiden jälkeen. Kuormat *ominaisyhdistelmällä*:

$$\sigma_{c.top.t0.omin} := \frac{-P_{m0}}{A_c} + \frac{-P_{m0} \cdot e_p}{I} \cdot y_{top} + \frac{M_{Ed.alkt.omin}}{I} \cdot y_{top} = -2.414 \text{ MPa}$$

yläreuna\_omin\_t0 = "PURISTETTU"

yläreunan\_jännitys\_omin\_t0 = "OK, alle 0.6\*f<sub>ck</sub>"

Jännitys betonissa alareunassa lopputilanteessa. Kuormat *ominaisyhdistelyllä*.

$$\sigma_{c.bot.tx.omin} := \frac{-P_{mx}}{A_c} + \frac{-P_{mx} \cdot e_p}{I} \cdot y_{bot} + \frac{M_{Ed.omin}}{I} \cdot y_{bot} = 1.4 \text{ MPa}$$

*alareuna\_omin\_tx* = "VEDETTY"

*alareunan\_jännitys\_omin\_tx* = "OK, alle  $f_{ctm}$ , ei halkea"

Jännitys betonissa yläreunassa lopputilanteessa. Kuormat *ominaisyhdistelyllä*.

$$\sigma_{c.top.tx.omin} := \frac{-P_{mx}}{A_c} + \frac{-P_{mx} \cdot e_p}{I} \cdot y_{top} + \frac{M_{Ed.omin}}{I} \cdot y_{top} = -3.595 \text{ MPa}$$

*yläreuna\_omin\_tx* = "PURISTETTU"

*yläreunan\_jännitys\_omin\_tx* = "OK, alle  $0.6 \cdot f_{ck}$ "

Jännitys betonissa alareunassa lopputilanteessa. Kuormat *tavallisella yhdistelyllä*.

$$\sigma_{c.bot.tx.tavall} := \frac{-P_{mx}}{A_c} + \frac{-P_{mx} \cdot e_p}{I} \cdot y_{bot} + \frac{M_{Ed.tavall}}{I} \cdot y_{bot} = 0.88 \text{ MPa}$$

*alareuna\_tavall\_tx* = "VEDETTY"

*alareunan\_jännitys\_tavall\_tx* = "OK, alle  $f_{ctm}$ , ei halkea"

Jännitys betonissa yläreunassa lopputilanteessa. Kuormat *tavallisella yhdistelyllä*.

$$\sigma_{c.top.tx.tavall} := \frac{-P_{mx}}{A_c} + \frac{-P_{mx} \cdot e_p}{I} \cdot y_{top} + \frac{M_{Ed.tavall}}{I} \cdot y_{top} = -3.075 \text{ MPa}$$

*yläreuna\_tavall\_tx* = "PURISTETTU"

*yläreunan\_jännitys\_tavall\_tx* = "OK, alle  $0.6 \cdot f_{ck}$ "

Jännitys betonissa alareunassa lopputilanteessa. Kuormat *pitkäaikais yhdistelyllä*.

$$\sigma_{c.bot.t\alpha.pitka.aik} := \frac{-P_{m\alpha}}{A_c} + \frac{-P_{m\alpha} \cdot e_p}{I} \cdot y_{bot} + \frac{M_{Ed.pitka.aik}}{I} \cdot y_{bot} = 0.82 \text{ MPa}$$

*alareuna\_pitka\_tα* = "VEDETTY"

*alareunan\_jännitys\_pitka\_tα* = "OK, alle  $f_{ctm}$ , ei halkea"

Jännitys betonissa yläreunassa lopputilanteessa. Kuormat *pitkäaikais yhdistelyllä*.

$$\sigma_{c.top.t\alpha.pitka.aik} := \frac{-P_{m\alpha}}{A_c} + \frac{-P_{m\alpha} \cdot e_p}{I} \cdot y_{top} + \frac{M_{Ed.pitka.aik}}{I} \cdot y_{top} = -3.015 \text{ MPa}$$

*yläreuna\_pitka\_tα* = "PURISTETTU"

*yläreunan\_jännitys\_pitka\_tα* = "OK, alle  $0.45 \cdot f_{ck}$ "

Jännitys betonissa alareunassa lopputilanteessa. Kuormat *murtorajatilassa*.

$$\sigma_{c.bot.t\alpha.MRT} := \frac{-P_{m\alpha}}{A_c} + \frac{-P_{m\alpha} \cdot e_p}{I} \cdot y_{bot} + \frac{M_{Ed.MRT}}{I} \cdot y_{bot} = 2.74 \text{ MPa}$$

*alareuna\_MRT\_tα* = "VEDETTY"

*alareunan\_jännitys\_MRT\_tα* = "OK, alle  $f_{ctm}$ , ei halkea"

Jännitys betonissa yläreunassa lopputilanteessa. Kuormat *murtorajatilassa*.

$$\sigma_{c.top.t\alpha.MRT} := \frac{-P_{m\alpha}}{A_c} + \frac{-P_{m\alpha} \cdot e_p}{I} \cdot y_{top} + \frac{M_{Ed.MRT}}{I} \cdot y_{top} = -4.935 \text{ MPa}$$

*yläreuna\_MRT\_tα* = "PURISTETTU"

*yläreunan\_jännitys\_MRT\_tα* = "OK, alle  $0.6 \cdot f_{ck}$ "

alareunan\_jännitys\_omin\_t0 = "OK, alle 0.6\*f ck"

$$\sigma_{c.bot.t0.omin} = -0.183 \text{ MPa}$$

yläreunan\_jännitys\_omin\_t0 = "OK, alle 0.6\*f ck"

$$\sigma_{c.top.t0.omin} = -2.414 \text{ MPa}$$

alareunan\_jännitys\_omin\_tx = "OK, alle f ctm, ei halkea"

$$\sigma_{c.bot.tx.omin} = 1.4 \text{ MPa}$$

yläreunan\_jännitys\_omin\_tx = "OK, alle 0.6\*f ck"

$$\sigma_{c.top.tx.omin} = -3.595 \text{ MPa}$$

alareunan\_jännitys\_tavall\_tx = "OK, alle f ctm, ei halkea"

$$\sigma_{c.bot.tx.tavall} = 0.88 \text{ MPa}$$

yläreunan\_jännitys\_tavall\_tx = "OK, alle 0.6\*f ck"

$$\sigma_{c.top.tx.tavall} = -3.075 \text{ MPa}$$

alareunan\_jännitys\_pitka\_tx = "OK, alle f ctm, ei halkea"

$$\sigma_{c.bot.tx.pitka.aik} = 0.82 \text{ MPa}$$

yläreunan\_jännitys\_pitka\_tx = "OK, alle 0.45\*f ck"

$$\sigma_{c.top.tx.pitka.aik} = -3.015 \text{ MPa}$$

tarvitaanko\_halkeamaleveys\_tarkastella = "EI, jännitys alle f ctm, ei halkea"

Murtorajatila:

alareunan\_jännitys\_MRT\_tx = "OK, alle f ctm, ei halkea"

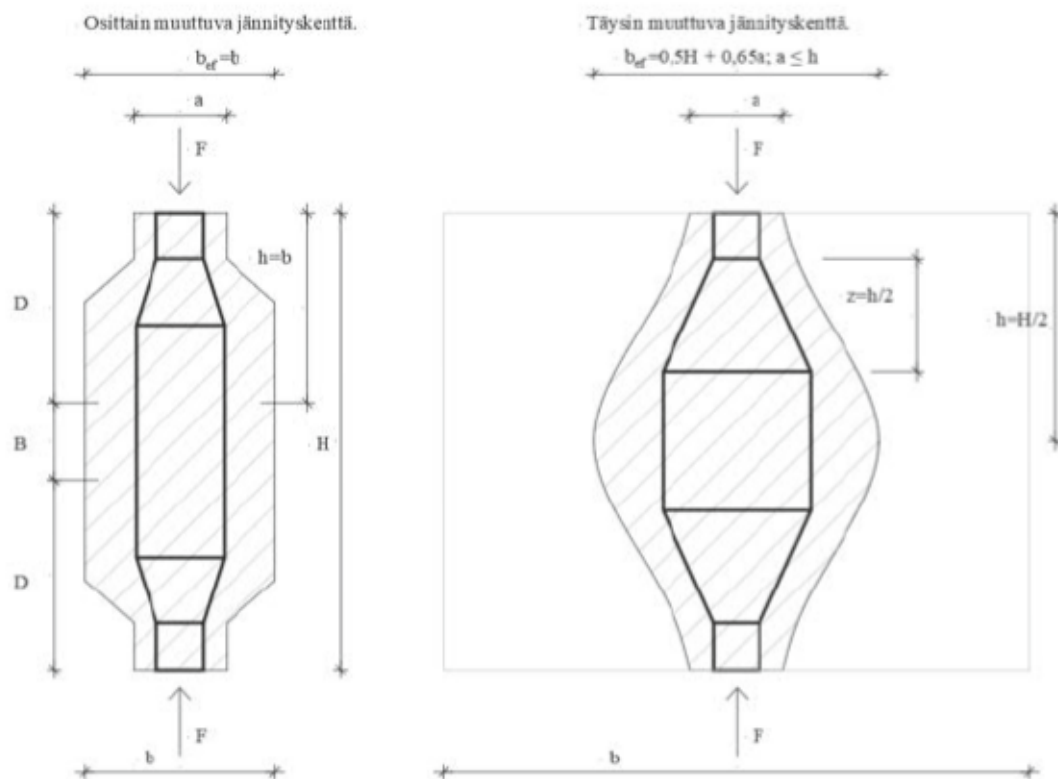
$$\sigma_{c.bot.tx.MRT} = 2.74 \text{ MPa}$$

yläreunan\_jännitys\_MRT\_tx = "OK, alle 0.6\*f ck"

$$\sigma_{c.top.tx.MRT} = -4.935 \text{ MPa}$$

## Halkaisuvoimat

SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC s.106 - 111



halkaisuvoimat:

ankkurilevyn kanta

$$a_0 := 180 \text{ mm}$$

ankkurilevyn korkeus

$$b_0 := 180 \text{ mm}$$

betonin puristuslujuuden suun.arvo

$$f_{cd} = 17 \text{ MPa}$$

jänne voima / 1 jänne

$$F_{1p} = 633.15 \text{ kN}$$

jännevoiman osavarmuusluku  
paikallisille tarkasteluille

$$\gamma_{P,unfav} := 1.2$$

laskennassa käytettävä  
jännevoima / ankuri

$$F_{ank} := \gamma_{P,unfav} \cdot F_{1p} = 759.78 \text{ kN}$$

rakenteen pituus

$$H := B = 3120 \text{ mm}$$

$$\frac{H}{2} = 1560 \text{ mm}$$

ankkureiden väli

$$b_{halk} := 620 \text{ mm}$$

$$T_{EC} := \begin{cases} \text{if } b_{halk} \leq \frac{H}{2} \\ \left\| \frac{1}{4} \cdot \frac{b_{halk} - a_0}{b_{halk}} \cdot F_{ank} \right\| \\ \text{also if } b_{halk} > \frac{H}{2} \\ \left\| \frac{1}{4} \cdot \left( 1 - 0.7 \cdot \frac{a_0}{H} \right) \cdot F_{ank} \right\| \end{cases}$$

halkaisuvoima

$$T_{EC} = 134.8 \text{ kN}$$

konservatiivinen yksinkertaistus

$$T_{max} := \frac{1}{4} \cdot F_{ank} = 189.945 \text{ kN}$$

vaadittu raudoitusal

$$A_{s,halk,vaad} := \frac{T_{max}}{f_{yd}} = 436.874 \text{ mm}^2$$

tangon halkaisija

$$\Phi_{s,x,halk} := 10 \text{ mm}$$

2 leikkeisiä tankoja tarvitaan

$$tanko_{halk,kpl} := \frac{A_{s,halk,vaad}}{2 \cdot \pi \cdot \left( \frac{\Phi_{s,x,halk}}{2} \right)^2} = 2.781$$

tangot jaetaan korkeudelle

$$h_{pur} := L_{laaj} = 360 \text{ mm}$$

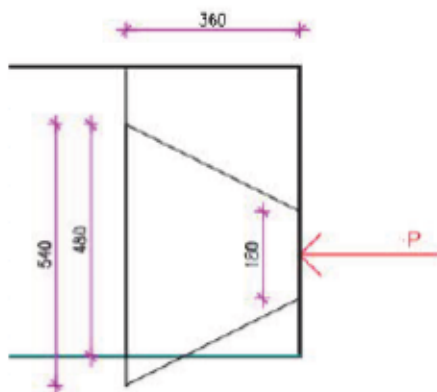
$$k_{jako,halk,raud} := \frac{h_{pur}}{tanko_{halk,kpl}} = 129.439 \text{ mm}$$

halkaisuraudoitus

$$\Phi_{s,x,halk} := 10 \text{ mm} \quad k_{jako,halk,raud} = 129.439 \text{ mm}$$

**Paikallinen puristus**

SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC s.110



$$b_{1,puur} := b_0 = 180 \text{ mm}$$

$$d_{1,puur} := a_0 = 180 \text{ mm}$$

$$A_{c0} := b_{1,puur} \cdot d_{1,puur} = 32400 \text{ mm}^2$$

$$b_{2,puur} := 480 \text{ mm} \quad \text{karton iteraatio}$$

$$d_{2,puur} := 480 \text{ mm} \quad \text{karton iteraatio}$$

$$h_{puur} = 360 \text{ mm}$$

ehdot

$$b_{2,puur} \leq 3 \cdot b_{1,puur} = 1$$

ehdot

$$d_{2,puur} \leq 3 \cdot d_{1,puur} = 1$$

ehdot

$$\frac{h_{puur}}{\text{mm}} \geq \left( \frac{b_{2,puur}}{\text{mm}} - \frac{b_{1,puur}}{\text{mm}} \right) = 1$$

ehdot

$$\frac{h_{puur}}{\text{mm}} \geq \left( \frac{d_{2,puur}}{\text{mm}} - \frac{d_{1,puur}}{\text{mm}} \right) = 1$$

$$A_{c1} := b_{2,puur} \cdot d_{2,puur} = 230400 \text{ mm}^2$$

puristuskestävyys

$$F_{Rdu} := \min \left( A_{c0} \cdot f_{cd} \cdot \sqrt{\frac{A_{c1}}{A_{c0}}}, 3 \cdot f_{cd} \cdot A_{c0} \right) = 1468.8 \text{ kN}$$

puristava voima

$$F_{ank} = 759.78 \text{ kN}$$

$$F_{Rdu} \geq F_{ank} = 1$$

$$ka := \frac{F_{ank}}{F_{Rdu}} = 51.7\%$$

$$puristus\_kestävyys = \text{"OK"}$$

### Tarkastellaan uuden ja vanhan rakenteen saumaa murtorajatilassa:

mitoitusleikkausvoima uuden ja vanhan rakenteen saumassa

$$V_{Ed,sauma,MRT} = 373.232 \text{ kN}$$

mitoitusmomentti uuden ja vanhan rakenteen saumassa

$$M_{Ed,sauma,MRT} = 67.182 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

### Sauman laikkausmitoitus

SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC s.91

ratkaistaan sisäinen momenttivarsi:

puristuspinnan korkeus

$$X_{pur} = 90.837 \text{ mm} \quad \lambda = 0.8$$

sisäinen momenttivarsi (laskettu punoksen pintakeskiöön)

$$z_s := (h - d_p' - \lambda \cdot X_{pur}) + \frac{\lambda \cdot X_{pur}}{2} = 353.665 \text{ mm}$$

beta kerroin

$$\beta_{pur} := 1$$

rajapinnan leveys

$$b_i := L = 3120 \text{ mm}$$

rakenneosan leikkausvoima

$$V_{Ed,sauma,MRT} = 373.232 \text{ kN}$$

saumassa vaikuttava leikkausjännitys

$$v_{Edi} := \frac{\beta_{pur} \cdot V_{Ed,sauma,MRT}}{z_s \cdot b_i} = 0.338 \text{ MPa}$$

pinnan kertoimet (uritetaan)

$$c_{pinta} := 0.4$$

$$\mu_{pinta} := 0.7$$

$$\alpha_{sauma} := 90^\circ$$

$$f_{ctd} = 1.352 \text{ MPa}$$

puristusjännitys

$$\sigma_N := \min\left(\frac{P_{max}}{B \cdot h}, 0.6 \cdot f_{cd}\right) = 1.097 \text{ MPa}$$

ehto

$$\sigma_N < 0.6 \cdot f_{cd} = 1$$



Rajapinnan läpi kulkeva rauditus, joka ankkuroituu tarvittavalle taivutukselle. Oletetaan, että raudoitusta ei mene läpi sauman (laskennassa vain puristus huomioidaan, vaikka käytettäisi tappeja. Vaarناus terästangoilla kanttaa tehdä aina, vaikka puristusjännitys riittäisi!)

$$\rho_{sauma} := \frac{A_p \cdot 0}{L \cdot h} = 0$$

kansallinen kerroin  
sauman leikkajännityskestävyys:

$$v := 0.6 \cdot \left( 1 - \frac{\frac{f_{ck}}{MPa}}{250} \right) = 0.528$$

$$v_{Rdi} := \min \left( c_{pinta} \cdot f_{ctd} + \mu_{pinta} \cdot \sigma_N \uparrow, 0.5 \cdot v \cdot f_{cd} \right) = 1.309 \text{ MPa}$$

$$+ \rho_{sauma} \cdot f_{yd} \cdot (\mu_{pinta} \cdot \sin(\alpha_{sauma}) + \cos(\alpha_{sauma}))$$

sauman leikkausjännitys

$$v_{Edi} = 0.338 \text{ MPa}$$

ehto

$$v_{Rdi} \geq v_{Edi} = 1$$

$$k_{aEC} := \frac{v_{Edi}}{v_{Rdi}} = 25.842\%$$

$$sauman\_leikkausjann\_kest = \text{"OK"}$$

Tarkastetaan, että puristusjännitys on suurempi kuin momentin aiheuttama jännitys betonissa alareunassa.

Max. momentin aiheuttama jännitys  
saumassa, alareunassa.

$$\sigma_{c.bot.sauma} := \frac{M_{Ed.sauma.MRT} \cdot \left( \frac{h}{2} \right)}{I} = 0.359 \text{ MPa}$$

puristusjännitys

$$\sigma_N = 1.097 \text{ MPa}$$

ehto

$$\sigma_N \geq \sigma_{c.bot.sauma} = 1 \quad \text{Puristusjännitys ei päästä saumaa aukeamaan.}$$

$$\frac{\sigma_{c.bot.sauma}}{\sigma_N} = 0.327$$

$$P_{max} \cdot e_p = 184.904 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\frac{M_{Ed.sauma.MRT}}{P_{max} \cdot e_p} = 0.363$$

**Lasketaan sauman leikkauskestävyys B-normin mukaan**  
 by 210 s.280

$$b_{BN} := h = 600 \text{ mm}$$

$$s_{BN} := L = 3120 \text{ mm}$$

oletetaan, että raudoitusta ei mene läpi sauman (laskennassa vain puristus huomioidaan, vaikka käytettäisi tappeja)

$$A_{s,sauman.läpi} := 0 \text{ mm}^2$$

$$\rho_{BN} := \frac{A_{s,sauman.läpi}}{b_{BN} \cdot s_{BN}} = 0$$

$$\sigma_{n,BN} := \frac{P_{m\alpha}}{b_{BN} \cdot s_{BN}} = 1.097 \text{ MPa}$$

beta 1-kerroin karhealle saumalla

$$\beta_{1,BN} := 0.6$$

beta 2-kerroin karhealle saumalla

$$\beta_{2,BN} := 0.3$$

myy kerroin karhealle saumalle

$$\mu_{v,BN} := 0.8$$

B-normin mukainen sauman leikkauskestävyys:

$$\tau_{Rdi,cr,BN} := \beta_{1,BN} \cdot \rho_{BN} \cdot f_{yd} + \beta_{2,BN} \cdot f_{ctd} + \mu_{v,BN} \cdot \sigma_{n,BN} = 1.283 \text{ MPa}$$

sauman leikkausjännitys

$$v_{Edi} = 0.338 \text{ MPa}$$

ehto

$$\tau_{Rdi,cr,BN} \geq v_{Edi} = 1$$

B-normin mukaan:

$$ka_{BN} := \frac{v_{Edi}}{\tau_{Rdi,cr,BN}} = 26.354\%$$

sauman\_leikkausjann\_kest\_BN = "OK"

EC 2 mukaan:

$$ka_{EC} := \frac{v_{Edi}}{v_{Rdi}} = 25.842\%$$

sauman\_leikkausjann\_kest = "OK"

**Läivistyminen**

SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC s.103

pilarin koko

$$c_1 := c_x = 0.48 \text{ m} \quad c_2 := c_y = 0.48 \text{ m}$$

lisäkerroin k

$$k_l := \min \left( 1 + \sqrt{\frac{200 \text{ mm}}{d_s}}, 2 \right) = 1.609$$

betoniteräksen raudoitusalat vanhassa anturassa y-suunta (laskettu aiemmin)

$$A_{s,x,tot} = 3769.911 \text{ mm}^2$$

betoniterästen määrä vanhassa anturassa y-suunta

$$n_{s,y} := \frac{B_{vanha}}{k_{jako,y}} = 9.6 \quad \text{kpl}$$

betoniteräksen raudoitusalat vanhassa anturassa y-suunta

$$A_{s,y,tot} := \pi \cdot \left( \frac{\Phi_{s,y}}{2} \right)^2 \cdot n_{s,y} = 3015.929 \text{ mm}^2$$

tehollinen korkeus x-suunta

$$d_{s,x} := h - c_{nom} - 1.1 \cdot \frac{\Phi_{s,x}}{2} = 539 \text{ mm}$$

tehollinen korkeus y-suunta

$$d_{s,y} := h - c_{nom} - 1.1 \cdot \Phi_{s,x} - 1.1 \cdot \frac{\Phi_{s,x}}{2} = 517 \text{ mm}$$

tehollisen korkeuden keskiarvo

$$d_{ka} := \frac{d_{s,x} + d_{s,y}}{2} = 528 \text{ mm}$$

geometrinen raudoitussuhde x

$$\rho_{Lx} := \frac{A_{s,x,tot}}{(L) \cdot d_{s,x}} = 0.002242$$

geometrinen raudoitussuhde y

$$\rho_{Ly} := \frac{A_{s,y,tot}}{(B) \cdot d_{s,y}} = 0.00187$$

$$\rho_L := \min \left( \sqrt{\rho_{Lx} \cdot \rho_{Ly}}, 0.02 \right) = 0.002$$

Otaksutaan, että jännitysvoima häviöineen on sama molemmilta suunnilta perustukseen.

jännevoima lopussa

$$P_{mx} = 2054.486 \text{ kN}$$

jännitys betonissa x-suunnassa

$$\sigma_{c,x,punch} := \frac{P_{mx}}{L \cdot h} = 1.097 \text{ MPa}$$

jännitys betonissa y-suunnassa

$$\sigma_{c,y,punch} := \frac{P_{mx}}{B \cdot h} = 1.097 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cp} := \frac{(\sigma_{c.x.punch} + \sigma_{c.y.punch})}{2} = 1.097 \text{ MPa}$$

pilarin halkaisija

$$D := \sqrt{c_1 \cdot c_2} = 0.48 \text{ m}$$

kansallisesta liitteestä

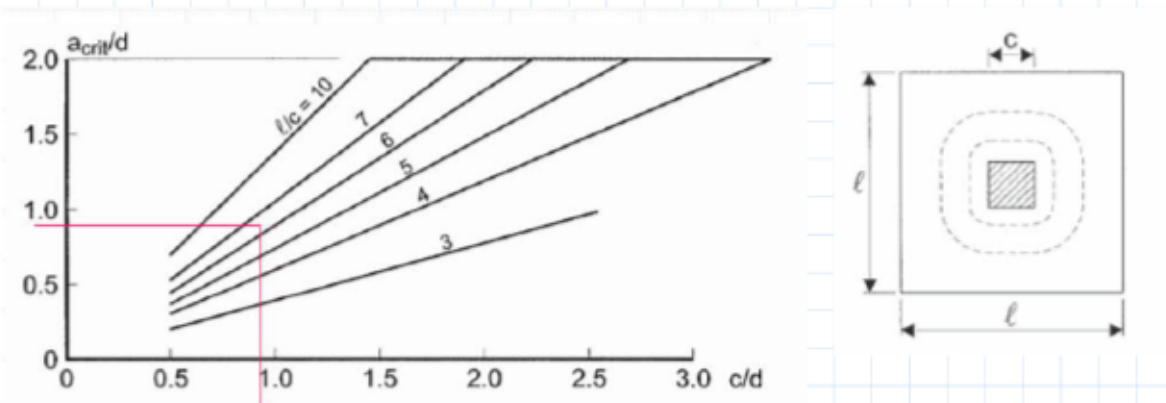
$$C_{Rd,c} := \frac{0.3}{\gamma_c} \cdot \frac{\frac{D}{d_{ka}} + 1.5}{\frac{D}{d_{ka}} + 4} = 0.098$$

kansallisesta liitteestä

$$k_1 := 0.1$$

kansallisesta liitteestä

$$v_{min} := 0$$



Neliön mallisella anturalla voidaan käyttää ko. taulukkoa a-mitan valintaan

$$B = 3.12 \text{ m} \quad L = 3.12 \text{ m} \quad d_{s,x} = 539 \text{ mm} \quad c_1 := c_x = 480 \text{ mm} \quad c_2 := c_y = 480 \text{ mm}$$

$$\frac{c_1}{d_{s,x}} = 0.891 \quad \frac{c_2}{d_{s,x}} = 0.891 \quad \frac{B}{c_1} = 6.5 \quad \frac{L}{c_2} = 6.5 \quad \sigma_{gd,max} = 332.293 \text{ kPa}$$

taulukon pystyakselilta a crit/d

$$a_{crit,d} := 0.9$$

$$N_{Ed,max} = 2557.79 \text{ kN}$$

$$a := a_{crit,d} \cdot d_{ka} = 475.2 \text{ mm} \quad a := 561 \text{ mm}$$

$$\text{pysyykö\_murtokartio\_anturan\_sisällä} := \begin{cases} \text{if } a \leq a_1 \\ \quad \text{"KYLLÄ"} \\ \text{also if } a \leq a_1 \\ \quad \text{"KYLLÄ"} \\ \text{else} \\ \quad \text{"EI!"} \end{cases}$$

pysyvykö\_murtokartio\_anturan\_sisällä="KYLLÄ"

Murtokartion pohjan ala. Ala, jolta pohjapaine ei aiheuta lävistyskuormaa.

$$\Delta A_{red} := 2 \cdot a \cdot (c_1 + c_2) + \pi \cdot a^2 + c_1 \cdot c_2 = 2.296 \text{ m}^2$$

alalta kehittyvä voima

$$\Delta V_{Ed} := \sigma_{gd,max} \cdot \Delta A_{red} = 763.027 \text{ kN}$$

lävistysvoima

$$V_{Ed,red} := (N_{Ed,max}) - \Delta V_{Ed} = 1794.763 \text{ kN}$$

lävistyskartion piiri

$$u := 2 \cdot (c_1 + c_2) + 2 \cdot \pi \cdot a = 5.445 \text{ m}$$

$$W_1 := \frac{c_1^2}{2} + c_1 \cdot c_2 + 4 \cdot c_2 \cdot d_{s,x} + 16 \cdot d_{s,x}^2 + 2 \cdot \pi \cdot d_{s,x} \cdot c_1 = 7.654 \text{ m}^2$$

$$\frac{c_1}{c_2} = 1$$

k:n interpolointi

$$k := \text{if } \frac{c_1}{c_2} \leq 0.5 \quad \parallel 0.45$$

$$\text{also if } \frac{c_1}{c_2} = 1 \quad \parallel 0.6$$

$$\text{also if } 1 < \frac{c_1}{c_2} < 2 \quad \parallel \left( \left( \frac{c_1}{c_2} - 1 \right) \cdot 0.1 \right) + 0.6$$

$$\text{also if } \frac{c_1}{c_2} = 2 \quad \parallel 0.7$$

$$\text{also if } 2 < \frac{c_1}{c_2} < 3 \quad \parallel \left( \left( \frac{c_1}{c_2} - 2 \right) \cdot 0.1 \right) + 0.7$$

$$\text{also if } \frac{c_1}{c_2} \geq 3 \quad \parallel 0.8$$

$$k = 0.6$$

leikkausrasitus

$$v_{Ed.punch} := \frac{V_{Ed.red}}{u \cdot d_{s,x}} \cdot \left( 1 + k \cdot \frac{M_{Ed.MRT} \cdot u}{V_{Ed.red} \cdot W_1} \right) = 0.743 \text{ MPa}$$

Lasketaan kapasiteetit EC kaavoilla 6.47; 6.50 ja soveltamalla näiden yhdistelmää, jossa murtokartio ja jännevoima hyödynnetään (laadittu tähän diplomityöhön).

kaava 6.47 (jännevoima)

$$v_{Rd.c.punch.6.47} := \max \left( \left( C_{Rd.c} \cdot k_l \cdot \left( \frac{100 \cdot \rho_L \cdot f_{ck}}{\text{MPa}} \right)^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \frac{\sigma_{cp}}{\text{MPa}} \right) \cdot v_{min} \cdot k_1 \cdot \frac{\sigma_{cp}}{\text{MPa}} \right) \cdot \text{MPa} = 0.399 \text{ MPa}$$

kaava 6.50 (murtokartio)

$$v_{Rd.c.punch.6.50} := \max \left( C_{Rd.c} \cdot k_l \cdot \left( \frac{100 \cdot \rho_L \cdot f_{ck}}{\text{MPa}} \right)^{\frac{1}{3}} \cdot \frac{2 \cdot d_{s,x}}{a}, v_{min} \cdot \frac{2 \cdot d_{ka}}{a} \right) \cdot \text{MPa} = 0.556 \text{ MPa}$$

sovellettu kaava (jännevoima + murtokartio) -PARAS KAPASITEETTI-

$$v_{Rd.c.punch} := \max \left( \left( C_{Rd.c} \cdot k_l \cdot \left( \frac{100 \cdot \rho_L \cdot f_{ck}}{\text{MPa}} \right)^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \frac{\sigma_{cp}}{\text{MPa}} \right) \cdot \frac{2 \cdot d_{s,x}}{a}, v_{min} \cdot \frac{2 \cdot d_{ka}}{a} \right) \cdot \text{MPa} = 0.767 \text{ MPa}$$

$$v_{Rd.c.punch} = 0.767 \text{ MPa}$$

$$v_{Rd.c.punch} \geq v_{Ed.punch} = 1$$

$$ka_{EN} := \frac{v_{Ed.punch}}{v_{Rd.c.punch}} = 96.901\%$$

lävistys\_kestävyys = "OK"

jännevoima + murtokartio

$$ka_{EN.6.47} := \frac{v_{Ed.punch}}{v_{Rd.c.punch.6.47}} = 186.201\%$$

jännevoima

$$ka_{EN.6.50} := \frac{v_{Ed.punch}}{v_{Rd.c.punch.6.50}} = 133.669\%$$

murtokartio

**B-normin mukainen lävistystarkastelu**

by 50 2004, s. 39 + by 27 1988, s. 4 Tartunnattomat jänteet betonirakenteissa  
(jännevoiman huomioiminen)

**Lävistys B-normin mukaan X-suunta**

tehollinen korkeus

$$d_{s,x} = 0.539 \text{ m}$$

betonin tiheys

$$\rho_c := 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$k_B := \begin{cases} \text{if } \rho_c \geq 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \\ \left\| \max \left( 1.6 - \frac{d_{ka}}{\text{m}}, 1 \right) \right\| \\ \text{also if } 1800 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \leq \rho_c < 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \\ \left\| 1 \right\| \\ \text{also if } \rho_c < 1800 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \\ \left\| 0.85 \right\| \end{cases}$$

$$k_B = 1.072$$

jännevoima

$$P_{m\alpha} = 2054.486 \text{ kN}$$

$$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$$

$$f_{pk} = 1050 \text{ MPa}$$

betoniteräs ala x-suunta

$$A_{s,x,tot} = 3769.911 \text{ mm}^2$$

betoniteräs ala y-suunta

$$A_{s,y,tot} = 3015.929 \text{ mm}^2$$

suhteellinen betoniteräsala  
x-suunta

$$\rho_{B,x} := \frac{A_{s,x,tot}}{L \cdot d_{s,x}} = 0.00224$$

suhteellinen betoniteräsala  
y-suunta

$$\rho_{B,y} := \frac{A_{s,y,tot}}{B \cdot d_{s,y}} = 0.00187$$

suhteellinen jänneteräsala x-  
suunta

$$\rho_{B,px} := \frac{P_{m\alpha}}{L \cdot h_{ant} \cdot f_{yk}} = 0.002$$

suhteellinen jänneteräsala y-  
suunta

$$\rho_{B,py} := \frac{P_{m\alpha}}{B \cdot h_{ant} \cdot f_{yk}} = 0.002$$

suhteellinen teräsala

$$\rho_B := \min \left( \sqrt{(\rho_{B.px} + \rho_{B.x}) \cdot (\rho_{B.py} + \rho_{B.y})}, \frac{8}{1000} \right) = 0.004247$$

lävistyskartion ala

$$A_{B.u} := (c_1 + 2 \cdot d_{s.x}) \cdot (c_2 + 2 \cdot d_{s.x}) = 2.427 \text{ m}^2$$

lävistyskartion piiri

$$u_B := 2 \cdot (c_1 + 2 \cdot d_{s.x}) + 2 \cdot (c_2 + 2 \cdot d_{s.x}) = 6.232 \text{ m}$$

lävistysvoiman epäkeskisyys  
X-suunta

$$e_{x.max} = 407.427 \text{ mm}$$

beta-kerroin

$$\beta_B := \frac{0.4}{1 + \frac{1.5 \cdot e_x}{\sqrt{A_{B.u}}}} = 0.338$$

lävistyskestävyys

$$V_{B.c} := k_B \cdot \beta_B \cdot (1 + 50 \cdot \rho_B) \cdot u_B \cdot d_{s.x} \cdot f_{ctd} = 1996.159 \text{ kN}$$

pystykuorma

$$N_{Ed.max} = 2557.79 \text{ kN}$$

mioittava pohjapaine

$$\sigma_{gd.max} = 332.293 \text{ kPa}$$

pohjapaine, joka ei aiheuta  
lävistysvoimaa (menee  
suoraan maahan)

$$\Delta V_{B.red} := A_{B.u} \cdot \sigma_{gd.max} = 806.597 \text{ kN}$$

$$V_{B.Ed.red} := N_{Ed.max} - \Delta V_{B.red} = 1751.193 \text{ kN}$$

$$V_{B.c} \geq V_{B.Ed.red} = 1$$

$$k\alpha_{x,BN} := \frac{V_{B.Ed.red}}{V_{B.c}} = 87.728\%$$

lävistys\_kestävyys = "OK"

ylempänä laskettuna EC2 mukaan:

$$k\alpha_{EN} := \frac{v_{Ed.punch}}{v_{Rd.c.punch}} = 96.901\%$$